

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
ESCUELA DE POSGRADO



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**“BASES PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE LA NORMA PERUANA DE
ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS CON AISLACIÓN SÍSMICA”**

Tesis para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil

AUTOR

Ing. ARNOLD RAMSEY MENDO RODRÍGUEZ

ASESOR

Ph.D VÍCTOR IVÁN FERNÁNDEZ-DÁVILA GONZALES

JURADO

MSc. Ing. JUAN ANTONIO ALEJO MONTALBETTI SOLARI

MSc. Ing. JUAN ALEJANDRO MUÑOZ PELAEZ

Lima – PERÚ

2015

AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer de manera muy especial a mi asesor PhD. Víctor Iván Fernández-Dávila Gonzales por su preocupación, aporte y apoyo incondicional en el desarrollo de este trabajo.

Al Msc. Ing. Alejandro Muñoz Peláez por la idea inicial que motivo el desarrollo de este trabajo. A los profesores del Departamento de Ingeniería Civil de la escuela de posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, por compartir su vasta experiencia y conocimientos que han contribuido a mejorar mi formación como ingeniero civil.

A mis grandes amigos John Julca, Yohana Delgado, José Rojas y la familia Vadillo por su invaluable apoyo durante todo el tiempo transcurrido al realizar mis estudios de maestría.





DEDICATORIA

A Dios por iluminar y guiarme en el camino de mi vida.

A mis padres Orlando y Consuelo por su amor incondicional y ejemplo de vida.

A mis hermanos Samir y Masiel por su gran cariño.

A mi esposa Tania por ser mi fortaleza e inspiración.

A las niñas de mis ojos Mariana Solange y Ana Lucia por ser el motivo de mi vida.

A la memoria de mis abuelos Manuel & Blanca y Neptalí & Ángela.

RESUMEN

En este trabajo se proponen los requisitos de análisis y diseño de sistemas de aislación sísmica tomando como referencia las normas americanas NEHRP Recommended Seismic Provisions FEMA P-750 (2009) y ASCE/SEI 7-10 (2010), la norma chilena NCh2745-2003 y su actualización del 2013. Esto surge como una necesidad debido al incremento de construcciones con sistemas de aislación sísmica en el Perú, sumado al requisito establecido en la actualización del proyecto de norma E.030 del 2015, para el uso de sistemas de aislación sísmica en la base en establecimientos de salud del Sector Salud del segundo y tercer nivel.

Entre las propuestas desarrolladas se encuentran las aceleraciones para el sismo de diseño y sismo máximo probable que permiten construir el espectro de diseño considerando un objetivo de riesgo uniforme de 1% en 50 años, los factores de modificación por incorporación de amortiguamiento (B_d), los factores de amplificación de suelo para periodos estructurales mayores a 1,0 seg y los límites de desplazamiento para las estructuras sobre el sistema de aislación. Además, se propone adoptar la forma del espectro de diseño establecido en las normas americanas NEHRP 2009 ó ACE/SEI 7-10, el cual se construye con aceleraciones para periodos de 0,2 seg y 1,0 seg. Las aceleraciones para estas ordenadas espectrales se obtuvieron del estudio de peligro sísmico de 11 ciudades del Perú agrupadas en 4 zonas según el proyecto de norma E.030 del 2015, amplificadas para considerar de una manera simple y práctica el efecto de la máxima dirección, mediante un factor calculado como la relación entre la ordenada espectral máxima de las dos componentes registradas en un señal sísmica y la aceleración correspondiente a la media geométrica o geoman ($\sqrt{S_1 \cdot S_2}$). El factor de amplificación que define el sismo máximo probable, fue calculado mediante la relación entre las aceleraciones para un objetivo de riesgo uniforme de 1% en 50 años (convolución de las curvas de peligro sísmico y las curvas de fragilidad) y las aceleraciones para el sismo de diseño (geoman) de las 11 ciudades consideradas en este trabajo, amplificadas para considerar el efecto de máxima dirección.

Los factores de modificación amortiguamiento (B_d) fueron calculados en base a la respuesta de desplazamientos de 14 señales sísmicas (dos componentes por señal) ajustando el promedio de la combinación SRSS de las dos componentes al espectro de diseño propuesto, usando el método denominado Mean Spectrum Matching.

Los factores de amplificación de sitio se ajustaron a las funciones de amplificación propuestas por Roger D. Borcherdt para el territorio de Estados Unidos.

Finalmente, se desarrolla un ejemplo de cálculo de un edificio con aislamiento sísmico comparando su respuesta estructural considerando los requisitos propuestos en este trabajo y los requisitos establecidos en la norma NCh2745-2003 y el ASCE SEI7-10

INDICE GENERAL

| | |
|---|----|
| Capítulo I : INTRODUCCION Y ANTECEDENTES | 1 |
| 1.1 INTRODUCCIÓN | 1 |
| 1.2 ANTECEDENTES | 1 |
| 1.3 OBJETIVOS DE LA TESIS | 2 |
| 1.4 REFERENCIAS NORMATIVAS | 3 |
| 1.4.1 Normas Americanas: NEHRP 2009 Y ASCE/ SEI 7 | 3 |
| 1.4.2 Norma Chilena: NCh2745-2003, Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica – Requisitos y su actualización del año 2013. | 4 |
| 1.4.3 Propuesta para el código internacional de aislamiento sísmico (CW2012)..... | 4 |
| 1.4.4 Proyecto de actualización de la norma peruana E.030 diseño sismorresistente | 5 |
| 1.5 ALCANCES Y METAS | 5 |
| Capítulo II : CONCEPTOS GENERALES | 9 |
| 2.1 CONCEPTOS SOBRE LOS SISTEMAS DE AISLACIÓN SÍSMICA | 9 |
| 2.2 EL DISEÑO CONVENCIONAL Y LOS SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA | 9 |
| 2.3 OBJETIVOS DEL EMPLEO DE SISTEMAS DE AISLACIÓN SÍSMICA..... | 10 |
| 2.4 PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DE LA AISLACIÓN SÍSMICA..... | 10 |
| 2.5 CARACTERÍSTICAS DE LOS SISTEMAS DE AISLACIÓN SÍSMICA..... | 12 |
| 2.6 FACTIBILIDAD E IMPACTO DEL USO DE SISTEMAS DE AISLACIÓN SÍSMICA..... | 12 |
| 2.6.1 Estructuras nuevas | 13 |
| 2.6.2 Reforzamiento de estructuras existentes | 15 |
| 2.6.3 Verificaciones de estabilidad al levantamiento y volteo | 16 |
| 2.7 TIPOS DE AISLADORES SÍSMICOS | 17 |
| 2.7.1 Aisladores elastoméricos | 17 |
| 2.7.2 Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo – Lead Rubber Bearing (LRB) | 19 |
| 2.7.3 Aisladores de fricción o deslizadores friccionales | 21 |

| | | |
|--|---|----|
| 2.7.4 | Aisladores basados en resortes helicoidales y amortiguamiento viscosos | 24 |
| 2.8 | MODELOS DE LOS SISTEMAS DE AISLACIÓN | 26 |
| 2.8.1 | Modelo lineal equivalente para aisladores sísmicos | 26 |
| 2.8.2 | Modelo no lineal para aisladores sísmicos..... | 27 |
| 2.8.3 | Modelo no lineal para aisladores elastoméricos..... | 28 |
| 2.8.4 | Modelo no lineal para aisladores friccionales..... | 33 |
| 2.9 | PARÁMETROS GENERALES PARA EL DISEÑO DE AISLADORES SÍSMICOS | 36 |
| 2.9.1 | Consideraciones generales para el diseño de sistemas de aislamiento | 36 |
| 2.9.2 | Diseño de aisladores de elastoméricos de alto amortiguamiento HDR, con núcleo de plomo (LRB) y de fricción (FP) | 41 |
| Capítulo III : COMPARACIÓN ENTRE LA NORMA PARA AISLAMIENTO SÍSMICO NEHRP 2009 – FEMA P 750 Y Nch2745-2003..... | | 42 |
| 3.1 | INTRODUCCIÓN | 42 |
| 3.2 | REQUISITOS GENERALES PARA EL EMPLEO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN..... | 42 |
| 3.3 | REQUERIMIENTOS GENERALES PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL..... | 43 |
| 3.4 | REQUERIMIENTOS GENERALES PARA LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y COMPONENTES NO ESTRUCTURALES..... | 43 |
| 3.5 | MOVIMIENTO SÍSMICO DEL SUELO | 44 |
| 3.5.1 | Espectro de pseudo aceleraciones de diseño..... | 44 |
| 3.5.2 | Factor de peligro sísmico o coeficiente de aceleración (Z) | 44 |
| 3.5.3 | Comentarios a las normas americanas..... | 46 |
| 3.5.4 | Comentarios a la actualización de la norma peruana E.030 | 54 |
| 3.5.5 | Propuesta para las aceleraciones de diseño para la norma de aislamiento en el Perú | 54 |
| 3.6 | EFFECTOS DE SITIO..... | 66 |
| 3.6.1 | Comentarios a la norma americana | 68 |
| 3.6.2 | Comentarios de la actualización de la norma chilena NCh2745-2003..... | 69 |
| 3.6.3 | Comentarios de la actualización de la norma peruana E.030 del 2015 | 70 |

3.6.4 Propuesta para los coeficientes de sitio para norma de aislamiento..... 74

3.7 CLASIFICACION POR IMPORTANCIA 77

3.8 FACTOR DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD 77

3.9 COEFICIENTE SÍSMICO ELÁSTICO 77

3.10 ESPECTROS DE DISEÑO 77

3.10.1 Espectro de diseño de la norma chilena 78

3.10.2 Espectro de diseño de la norma americana 79

3.10.3 Comentarios al proyecto de norma E.030 del 2015 80

3.11 PROPUESTA DEL ESPECTRO DE DISEÑO DE EDIFICIOS CON AISLACIÓN SISMICA 81

3.12 ANÁLISIS DE HISTORIA DE LA RESPUESTA EN EL TIEMPO 85

3.12.1 Comentarios al análisis de historia de la respuesta en el tiempo..... 85

3.12.2 Selección de los registros 85

3.12.3 Número de registros..... 86

3.12.4 Escalamiento de los registros 87

3.12.5 Método de ajuste al espectro objetivo “Mean Spectrum Matching”..... 88

3.13 PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS 90

3.14 SELECCION DE LOS PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS..... 90

3.15 PROCEDIMIENTO DE FUERZA LATERAL EQUIVALENTE..... 90

3.15.1 Desplazamientos laterales mínimos..... 91

3.15.2 Factores de modificación de amortiguamiento B_D ó B_M 91

3.15.3 Registros peruanos usados para estimar el factor B_d 94

3.15.4 Procedimiento de selección y escalamiento de los registros 95

3.15.5 Estimación del ajuste del factor B_d de los registros peruanos..... 98

3.15.6 Valores del coeficiente B de distintos códigos y autores..... 99

3.15.7 Grado de ajuste de los factores B_d de los registros peruanos..... 102

| | |
|--|-----|
| 3.15.8Proposición del factor de modificación de amortiguamiento B_d para el diseño de edificios con aislación sísmica en el Perú..... | 104 |
| 3.15.9Fuerzas laterales mínimas | 107 |
| 3.15.10 Límites de distorsión | 108 |
| 3.15.11 Límite de distorsión para los edificios con aislación sísmica en Perú | 110 |
| 3.16 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DINÁMICO | 111 |
| 3.16.1Modelamiento | 111 |
| 3.16.2Requisitos para elaborar el sismo de diseño | 111 |
| 3.16.3Procedimiento de respuesta espectral | 112 |
| 3.16.4Procedimiento de historia de la respuesta en el tiempo | 112 |
| 3.16.5Fuerzas y desplazamientos mínimos | 112 |
| 3.16.6Límites de distorsión | 113 |
| 3.17 COMPARACIÓN ENTRE EL PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO | 113 |
| 3.18 REVISIÓN DEL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN..... | 113 |
| 3.19 ENSAYOS REQUERIDOS PARA EL SISTEMA DE AISLACIÓN | 113 |
| 3.19.1Ensayos de los prototipos | 114 |
| 3.19.2Determinación de las características fuerza - deformación..... | 114 |
| 3.19.3Aprobación del sistema..... | 114 |
| 3.19.4Propiedades para el diseño del sistema de aislación..... | 114 |
| Capítulo IV DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLACIÓN SÍSMICA EN EL PERÚ | 115 |
| 4.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO ANALIZADO..... | 115 |
| 4.2 DISEÑO DEL SISTEMA AISLAMIENTO..... | 117 |
| 4.2.1 Obtención de los parámetros dinámicos de la estructura con base fija | 119 |
| 4.2.2 Desplazamientos de diseño según la norma chilena NCh2745 | 119 |
| 4.2.3 Desplazamientos de diseño según la propuesta de norma para el Perú | 120 |
| 4.2.4 Desplazamientos de diseño considerando el ASCE/SEI 7-10 | 120 |

| | |
|--|-----|
| 4.2.5 Cálculo de los desplazamientos de diseño del sistema de aislamiento | 121 |
| 4.2.6 Cálculo de la rigidez requerida del sistema de aislamiento..... | 121 |
| 4.2.7 Cálculo de los desplazamientos de diseño | 122 |
| 4.2.8 Diseño del sistema de aislación | 124 |
| 4.2.9 Verificación de la rigidez vertical del sistema de aislación | 128 |
| 4.2.10 Verificación de distorsión máxima..... | 129 |
| 4.2.11 Verificación del pandeo..... | 130 |
| 4.2.12 Verificación de la estabilidad al volteo | 131 |
| 4.2.13 Parámetros empleados en el análisis dinámico | 132 |
| 4.2.14 Análisis dinámico de la estructura..... | 133 |
| 4.2.15 Presentación y discusión de resultados obtenidos con el modelo dinámico | 135 |
| Capítulo V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES | 138 |
| Capítulo VI REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 141 |

NOMENCLATURAS

SEAOC: Structural Engineering Association of California

NEHRP: National Earthquake Hazard Reduction Program

UBC : Uniform Building Code

USGS : United States Geological Survey

BSSC : Building Seismic Safety Council

FEMA : Federal Emergency Management Agency

SDPRG : Seismic Design Procedures Reassessment Group

NSF : National Science Foundation

NIST : National Institute of Standards and Technology

FEMA : Federal Emergency Management Agency.

CGS : California Geological Survey

OSHPD : Office of Statewide Health Planning and Development

LISTA DE SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

- A : Factor de escala general en el modelo Histerético de Wen.
- B_D : Factor de ajuste para obtener el desplazamiento espectral para el grado de amortiguamiento efectivo del sistema asociado al desplazamiento de diseño.
- B_M : Factor de ajuste para obtener el desplazamiento espectral para el grado de amortiguamiento efectivo del sistema asociado al desplazamiento máximo probable.
- B : Dimensiones del aislador cuadrado.
- C_R : Coeficiente numérico relacionado con la respuesta al sismo máximo posible.
- C_{eff} : Coeficiente de amortiguamiento efectivo asociado al desplazamiento de diseño.
- b : Distancia más corta de la planta de la estructura, medida perpendicularmente a d.
- d : Dimensión en planta más larga de la estructura, medida perpendicularmente a b.
- D_D : Desplazamiento de diseño, en milímetros (mm), en el centro de rigidez del sistema de aislación en la dirección bajo consideración.
- D'_D : Desplazamiento de diseño, en milímetros (mm), en el centro de rigidez del sistema de aislación en la dirección bajo consideración.
- D_M : Desplazamiento máximo posible, en milímetros (mm), en el centro de rigidez del sistema de aislación en la dirección bajo consideración.
- D_{TD} : Desplazamiento total de diseño, en milímetros (mm), de un elemento del sistema de aislación incluyendo tanto el desplazamiento traslacional en el centro de rigidez, como la componente de desplazamiento torsional en la dirección bajo consideración.
- D_{TM} : Desplazamiento total máximo, en milímetros (mm), de un elemento del sistema de aislación incluyendo tanto el desplazamiento traslacional en el centro de rigidez como la componente de desplazamiento torsional en la dirección bajo consideración.
- E_{ciclo} : Energía disipada, en kN-mm, en un aislador durante un ciclo completo de carga reversible, en un rango de desplazamiento de ensayo de $\Delta+$ a $\Delta-$, medida por el área encerrada por un ciclo de la relación constitutiva fuerza-deformación.
- $\sum E_D$: Total de energía disipada, en kN-mm, por todos los aisladores durante un ciclo completo de respuesta al desplazamiento de diseño.
- $\sum E_D$: Total de energía disipada, en kN- mm, por todos los aisladores durante un ciclo completo de respuesta al desplazamiento máximo,

- e : Excentricidad real, en milímetros (mm), medida en planta entre el centro de masa de la superestructura y el centro de rigidez del sistema de aislación, más la excentricidad accidental, igual a un 5% de la dimensión máxima de la planta perpendicular a la dirección de la sollicitación sísmica considerada.
- E : Módulo elástico (dato de fabricación)
- F^- : Fuerza negativa, en kN, en un aislador, durante un ciclo de ensayo a un desplazamiento con una amplitud Δ^- .
- F^+ : Fuerza positiva, en kN, en un aislador, durante un ciclo de ensayo a un desplazamiento con una amplitud Δ^+ .
- g : Constante de aceleración de gravedad, (9 806 mm/s²).
- $G_s(T)$: Factor de sitio.
- H_p : Altura total de la goma del aislador.
- I : Factor de importancia de la edificación.
- h_i : Altura en metros sobre la base hasta el nivel.
- h_x : Altura en metros sobre la base hasta el nivel x;
- K_{eff} : Rigidez efectiva o secante de un aislador, en kN/mm, como indica Ecuación (11);
- $K_{Dmáx}$: Rigidez efectiva o secante máxima del sistema de aislación, en kN/mm, al desplazamiento de diseño en la dirección horizontal considerada.
- $K_{Mmáx}$: Rigidez efectiva o secante máxima del sistema de aislación, en kN/mm, al desplazamiento máximo en la dirección horizontal considerada.
- K_{Dmin} : Rigidez efectiva o secante mínima del sistema de aislación, en kN/mm, al desplazamiento de diseño en la dirección horizontal considerada.
- K_{Mmin} : Rigidez efectiva o secante mínima del sistema de aislación, en kN/mm, al desplazamiento máximo en la dirección horizontal considerada.
- K_{eff} : Rigidez efectiva en el desplazamiento de diseño.
- k_u : Rigidez final
- k_e : Rigidez inicial
- K : Factor que varía entre 0,7 y 1,0.
- L : Dimensiones del aislador cuadrado.
- P(t) : Fuerza en cada instante de tiempo.

- R_C : Radio de curvatura
- R_e, R_i : Radios exterior e interior
- R : Ductilidad global del sistema
- S : Factor de forma.
- $S_0(T)$: Espectro de diseño básico.
- $S_a(T)$: Espectro de diseño del sitio.
- $S_{dD}(\xi=5\%)$: Desplazamiento espectral del sismo de diseño para $\xi = 5\%$
- $S_{dM}(\xi=5\%)$: Desplazamiento espectral del máximo sismo considerado para $\xi = 5\%$
- T_S : Fuerza de torsión
- T_D : Período efectivo, en segundos, de la estructura aislada al desplazamiento de diseño en la dirección considerada.
- T_M : Período efectivo, en segundos, de la estructura aislada al desplazamiento máximo en la dirección considerada.
- t_r : Espesor de los elastómeros
- $u(t)$: Desplazamiento en el tiempo.
- $\dot{u}(t)$: Velocidad en el tiempo.
- $\ddot{u}(t)$: Aceleración en el tiempo.
- V_b : Fuerza o corte lateral total de diseño sísmico en los elementos del, o por debajo del, sistema de aislación.
- V_s : Fuerza o corte lateral total de diseño sísmico en los elementos de la superestructura
- W : Carga muerta sísmica total definida en la norma E.030 Para el diseño del sistema de aislación, W es el peso de la carga muerta sísmica total de la superestructura.
- W_i : La parte de W ubicada o asignada al nivel i .
- W_x : La parte de W ubicada o asignada al nivel x .
- W^* : Carga axial actuante que incluye la carga gravitacional, el efecto del movimiento vertical del suelo y el momento de volteo.
- y : Distancia, en milímetros (mm), entre el centro de rigidez del sistema de aislación y el elemento de interés, medida perpendicularmente a la dirección de la solicitación sísmica considerada.

- Z_w : En el modelo Histerético de Wen, es un parámetro histerético que satisface a la ecuación diferencial no lineal de primer orden. Para los péndulos de fricción es la variable en el rango $(-1,1)$ que depende de la dirección del vector de velocidad instantánea.
- Z : Factor de peligro sísmico o coeficiente de aceleración.
- α : Razón de proporción entre la fuerza lineal y la fuerza no lineal, en el modelo Histerético de Wen.
- β_D : Coeficiente numérico relativo a la razón de amortiguamiento efectivo del sistema de aislación para el desplazamiento de diseño.
- β_M : Coeficiente numérico relativo a la razón de amortiguamiento efectivo del sistema de aislación para el desplazamiento máximo.
- β_{ef} : Amortiguamiento efectivo del sistema de aislación y del aislador.
- β : Incertidumbre en la capacidad de colapso.
- β_w y γ : Cantidades que determinan la forma de la curva, en el modelo Histerético de Wen.
- γ : Deformación angular del elastómero calculado como el cociente entre la deformación de corte y la altura de goma.
- Δ^+ : Desplazamiento positivo máximo de un aislador durante cada ciclo de ensayo del prototipo.
- Δ^- : Desplazamiento negativo mínimo de un aislador durante cada ciclo de ensayo del prototipo.
- μ : Coeficiente de fricción (función de la presión y de la velocidad).
- η : Exponente que regula la suavidad de la transición entre la región lineal y la no lineal, en el modelo Histerético de Wen.
- μ : Fricción para la interface teflón-acero en los aisladores de fricción.
- $\sigma_{ACmáx}$: Tensión admisible en compresión
- \emptyset : Diámetro de los elastómeros
- σ_{AC} : Esfuerzo admisible de compresión en el teflón

Capítulo I : INTRODUCCION Y ANTECEDENTES

1.1 INTRODUCCIÓN

El Perú se encuentra ubicado en una zona con alta actividad sísmica debido al fenómeno de subducción de la placa de Nazca y la placa Sudamericana, lo cual ha generado sismos importantes entre los siglos XX y XXI (Fig. I-1), con altos índices de daños a las edificaciones a sus contenidos, tal como se muestra en las Figs. I-2 y I-3 (Bilek, 2009).

Para mejorar el comportamiento de las estructuras y evitar el daño a sus contenidos, se usan dispositivos de protección sísmica, tales como los sistemas de aislación sísmica. Estos dispositivos, se colocan generalmente en la base de la estructura y permiten desacoplar el movimiento del suelo, logrando de esta manera que las estructuras y sus contenidos no sufran daño. Una prueba de esto es el Hospital Militar ubicado en Chile (Fig. I-4), que es uno de los hospitales más grande en América Latina que ha sido proyectado con aislación sísmica (Fig. I-5), y tuvo un excelente desempeño estructural durante el sismo ocurrido el 27 de Febrero del 2010 (epicentro en el mar chileno, frente a las localidades de Curanipe y Cobquecura, Mw 8,8) (FOPAE, 2010).

En el Perú los sistemas de aislación sísmica se han empezado a usar con mayor frecuencia en los últimos cinco años. Así mismo, la actualización de la norma E.030 del 2015 (aún en consulta pública), establece que el sistema estructural de los centros del sector Salud del segundo y tercer nivel ubicados en las zonas 4 y 3, deberán usar sistemas de aislación sísmica. (Proyecto E.030, 2015). Por estos motivos, es importante determinar los requerimientos de diseño, que puedan ser adoptados en una norma nacional de análisis y diseño de sistemas de aislación sísmica en el Perú, que considere aspectos locales y que brinde el amparo legal y técnico.

1.2 ANTECEDENTES

Los primeros esfuerzos en la publicación de un código para el diseño de estructuras aisladas sísmicamente fueron publicados por el *Structural Engineering Association of California* (SEAOC) el año 1986, en el documento titulado "*Tentative Seismic Isolation Design Requirements*" (SEAOC, 1986). Reconociendo la necesidad de lograr un documento que represente una opinión consensuada, el comité sismológico del SEAOC desarrolló, en primer lugar, los requerimientos generales de diseño en el documento "*General Requirements for the Design and Construction of Seismic Isolated Structures*", el cual fue publicado en el apéndice 1L del "*Blue Book*" del SEAOC (1990) (SEAOC, 1990).

Estos mismos requerimientos fueron publicados posteriormente como un apéndice no obligatorio del capítulo 23 del *Uniform Building Code* (UBC) en el año 1991 (ICBO, 1991).

Desde entonces, el comité de sismología del SEAOC y el *International Conference of Building Officials* (ICBO) revisaron este documento periódicamente, publicando versiones actualizadas de estos requerimientos en el "*Blue Book*" del SEAOC del año 1996 (SEAOC, 1996), y en el código UBC del año 1997 (ICBO, 1997). Por otra parte, el *Seismic Safety Council for Building* incorporó los requerimientos para el diseño de estructuras con aislación sísmica y disipación de energía en los requerimientos del *National Earthquake Hazard Reduction Program* (FEMA P-750) del año 1994. Estos requerimientos fueron modificados en la versión del año 1997, en que los tres documentos NEHRP/UBC/SEAOC adoptaron los mismos requisitos para el diseño de edificaciones con aislamiento sísmico y disipación de energía (NCh2745-2003, 2003).

En las últimas décadas, países tales como Estados Unidos, Japón, Taiwán, China, Italia y Chile, han implementado en sus códigos de construcción de edificaciones los requisitos mínimos para el análisis y diseño de estructuras con aislación sísmica en la base (Ene y Craifaleanu, 2010; Tang, 2010).

En el Perú el proyecto de norma E.030 del 2015 establece que el sistema estructural de los centros del sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel ubicados en las zonas 4 y 3, deberán contemplar sistemas de aislación sísmica, lo cuales deberán cumplir los requisitos del proyecto de norma E.030 del 2015 y donde sea posible los requisitos de la norma ASCE/SEI 7 (Proyecto E.030, 2015).

1.3 OBJETIVOS DE LA TESIS

El objetivo general de este trabajo es adaptar a la realidad peruana los requisitos para el análisis y diseño de edificios con aislación sísmica, establecidos en las normativas extranjeras (americana, NEHRP 2009 y chilena, Nch2745 -2003). Los objetivos específicos son los siguientes:

- a. Revisar los conceptos generales del análisis y diseño de sistemas de aislación sísmica.
- b. Comparar los requerimientos generales para el sistema de aislación, sistema estructural y componentes no estructurales.
- c. Comparar los requisitos de análisis de respuesta espectral y de historia de respuesta en el tiempo, usados para el diseño de edificios con aislamiento sísmico.
- d. Comparar los procedimientos de análisis estructural estático y dinámico, con comportamiento elástico lineal.
- e. Comparar los requisitos para los ensayos del sistema de aislación sísmica.
- f. Desarrollar un ejemplo de aplicación para el análisis y diseño de una edificación de cinco niveles de concreto armado, con aisladores elastoméricos en la base.

Adicionalmente a los objetivos originales de la tesis se han planteado los siguientes objetivos.

- g. Proponer el espectro de diseño para el análisis y diseño de estructuras tipo edificio con sistemas de aislación basal en el Perú.
- h. Proponer los factores de modificación de amortiguamiento.
- i. Proponer los límites de distorsión para la estructura sobre el sistema de aislamiento.

1.4 REFERENCIAS NORMATIVAS

En este trabajo se toma como referencia la norma americana NEHRP del año 2009 (FEMA P-750, 2009) y la norma chilena Nch2745 del 2003 y su actualización del 2013 (NCh2745-2003, 2003; PrNCh2745, 2013). Además, para determinar el nivel correspondiente al sismo máximo probable usado en el diseño de edificaciones aisladas, se ha revisado la norma americana ASCE/SEI 7 - 10 (ASCE/SEI7-10, 2010) y el código internacional de aislamiento sísmico CW2012 (Feng D *et al.*, 2012).

1.4.1 Normas Americanas: NEHRP 2009 Y ASCE/ SEI 7

a. National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP)

El NEHRP (*National Earthquake Hazards Reduction Program*) es un programa que busca reducir las pérdidas de vidas y materiales que se generan durante la ocurrencia de los sismos. Este programa, cuenta con la organización descrita en la Tabla I-1 (FEMA, 2012).

Tabla I-1 - Organización del Programa NEHRP

| | | Actividades NEHRP | | | | | |
|----------------|------|-------------------|--|------------|--|----------------|--|
| | | Investigación | | Desarrollo | | Implementación | |
| Agencias NEHRP | NSF | | | | | | |
| | NIST | | | | | | |
| | USGS | | | | | | |
| | FEMA | | | | | | |

Los trabajos del NEHRP en la edición 2009, comenzaron en septiembre del 2004 cuando el *National Institute of Building*, la principal organización de *Building Seismic Safety Council* (BSSC), firmó un contrato con *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) para iniciar la actualización de las disposiciones incorporadas en el 2009. Las disposiciones del NEHRP del año 2009 dividieron el documento en tres partes. En la Parte 1, figuran las disposiciones del año 2009 junto con las disposiciones del ASCE/SEI 7-05 y las referencias allí citadas. En la parte 2, se explica cómo aplicar los requisitos de provisiones que se articulan en ASCE/SEI 7-05 y las referencias citadas. Y en la parte 3, se introducen nuevos procedimientos o disposiciones que no figuran en las normas de referencia, para el uso experimental y su consideración en el diseño de estructuras en Estados Unidos. Las disposiciones para el diseño de sistemas de aislamiento se encuentran el capítulo 17 (FEMA P-750, 2009).

b. American Society of Civil Engineers (ASCE/SEI 7)

Este comité fue integrado por un grupo de organismos reguladores, investigadores y profesionales expertos en ingeniería estructural. El comité ASCE / SEI 7 decidió publicar sus ediciones cada 6 años, coincidiendo con las ediciones del *International Building Code* (IBC). Sin embargo, se ha publicado una edición del ASCE/SEI 7 en Abril del año 2010 (ASCE/SEI7-10, 2010) la cual fue adoptada en la edición del código IBC del año 2012. Los requerimientos para el diseño sísmico de estructuras aisladas se encuentran en el capítulo 17 de la norma ASCE/SEI 7 10.

1.4.2 Norma Chilena: NCh2745-2003, Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica – Requisitos y su actualización del año 2013.

En la elaboración de la norma Nch2745 se tomó como referencia el código UBC del año 1997, la norma cálculo de la acción del viento sobre las construcciones (NCh432.Of1971) y la norma diseño sísmico de edificios (Nch433.Of1996), además de algunos antecedentes técnicos proporcionados por el Grupo N° 5 de ACHISINA (NCh2745-2003, 2003). Siendo el antecedente más importante considerado para definir los niveles de aceleración, el sismo del 3 de Marzo de 1985, cuyo epicentro se localizó en la costa central de la Región de Valparaíso, cercana a la localidad de Laguna Verde, a unos cuantos kilómetros al sur de Valparaíso, y tuvo una magnitud de 8.0 Mw (Aguilar, 2011).

A consecuencia del sismo de Chile del 27 de febrero del 2010 que ocurrió en la zona central de Chile (epicentro se ubicó en el mar frente a las localidades de Curanipe y Cobquecura aproximadamente a 150 kilómetros al noroeste de Concepción y a una profundidad de 47 kilómetros) (FOPAE, 2010), se empezó a trabajar en la actualización de la norma (NCh2745-2003, 2003) la cual fue publicada oficialmente en Octubre de 2013. La actualización de esta norma tuvo por objetivo identificar y corregir los aspectos técnicos que dificultaban su aplicación, recoger la experiencia de los ingenieros civiles estructurales que la aplicaron, y compatibilizar sus requisitos con los de las normativas de diseño sísmico desarrolladas con posterioridad a dicho terremoto.

1.4.3 Propuesta para el código internacional de aislamiento sísmico (CW2012)

Con la finalidad de crear un procedimiento de análisis y diseño de edificios aislados sísmicamente que sea común en todo el mundo, fue que el año 2006 comisiones del *International Council for Research and Innovation in Building and Construction* (CIB), del *Earthquake Engineering and Buildings* (W114), y del *Japan Society of Seismic Isolation* (JSSI), propusieron el " *International Project on Performance-based Design of Seismically Isolated Buildings*" conocido como CW2012. Esta propuesta recoge información sobre los códigos de diseño de edificios aislados sísmicamente de Japón del 2000, China del 2010, Estados Unidos 2009, Italia del 2008 y Taiwán del 2011.

1.4.4 Proyecto de actualización de la norma peruana E.030 diseño sismorresistente

El 20 de enero de 2014 se publicó en el diario oficial El Peruano el proyecto de actualización de la norma E.030 Diseño Sismorresistente para su discusión pública (Proyecto E.030, 2015). Este proyecto ha sido revisado durante el año 2014 y en el año 2015 ha sido nuevamente publicado.

Este proyecto propone cambios en aspectos tales como: zonificación sísmica, clasificación de suelos, espectro de diseño, clasificación de edificaciones, irregularidades en planta y elevación, distribución de altura, elementos no estructurales, e instrumentación sísmica. Así mismo, se establece una nueva categoría A1, para los tipos de edificaciones que comprende a los establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel (según las categorías del Ministerio de Salud). El sistema estructural para las edificaciones de la categoría A1 ubicadas en las zonas 4 y 3 contempla sistemas de aislación sísmica, diseñados considerando las disposiciones del proyecto de norma E.030 del 2015 (mínima fuerza cortante en la base, distorsión de entrepiso máxima permisible), y en la medida que sean aplicables los requisitos de la norma ASCE/SEI 7-10 (Proyecto E.030, 2015).

1.5 ALCANCES Y METAS

Con el desarrollo de este trabajo se busca identificar y adaptar a la realidad peruana los requisitos de análisis y diseño de sistemas de aislamiento sísmico, establecidos en la norma americana (FEMA P-750, 2009) y la norma chilena (NCh2745-2003, 2003). De tal manera, de sentar las bases para el desarrollo de una norma nacional de estos sistemas en el Perú.

Como metas se plantea proponer las siguientes:

- Proponer las aceleraciones de diseño para el sismo máximo probable considerando en forma aproximada los efectos de la máxima dirección espectral,
- Estimar los factores de modificación del amortiguamiento de desplazamientos para el territorio peruano
- Identificar las señales sísmicas más adecuadas para su uso en el análisis tiempo historia
- Proponer los límites de distorsión para las estructuras sobre el nivel del sistema de aislamiento
- Proponer todos los requisitos de diseño que pueden ser adoptados en el diseño de sistemas de aislamiento sísmico en Perú.
- Mostrar la aplicación de todos los requisitos propuestos, mediante el diseño del sistema de aislamiento de una edificación esencial de cinco niveles de concreto armado, que se encuentra ubicada en suelo firme de la ciudad de Lima.

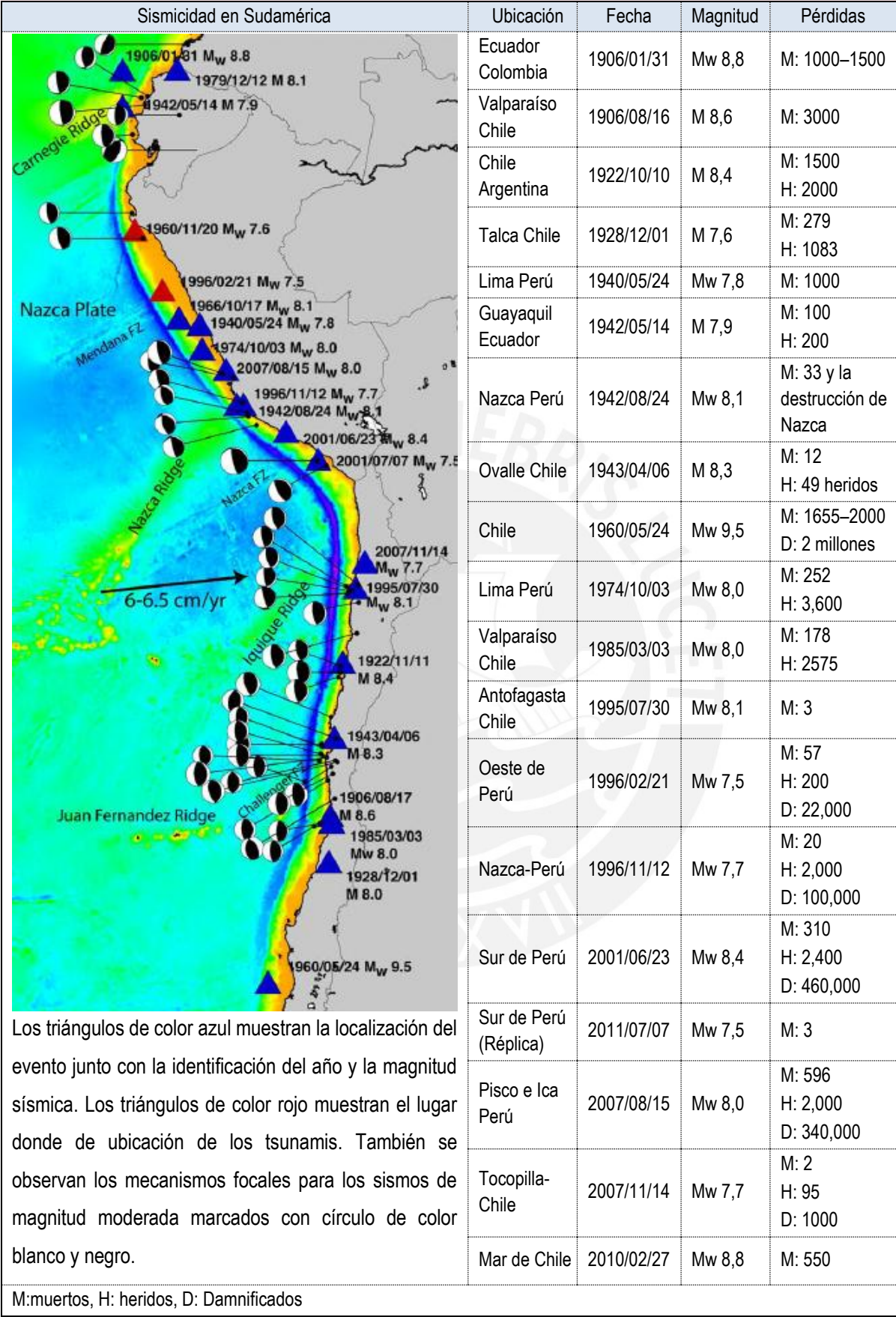


Figura I-1 Mapa de la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana (Bilek, 2009)

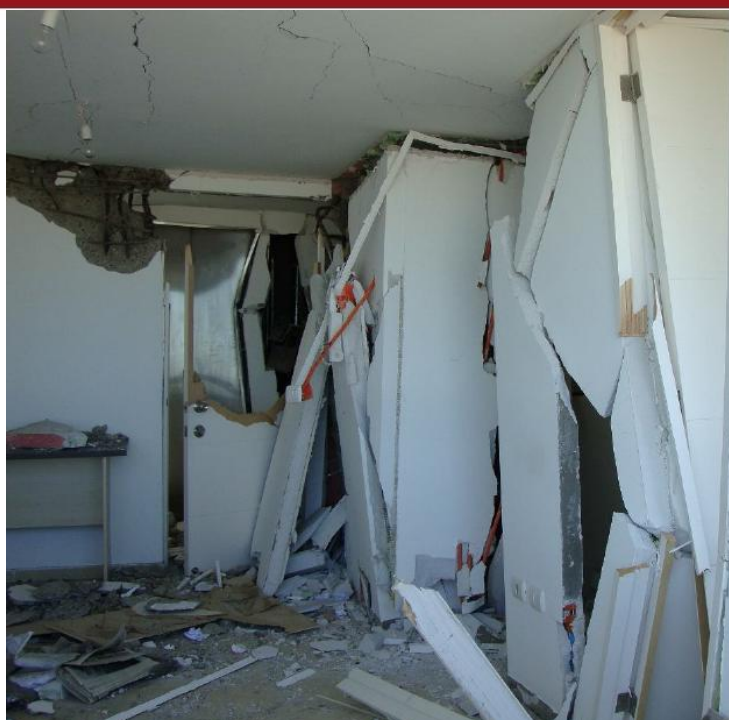


Figura I-2 Daños severos en muros tipo drywall. San Pedro de la Paz en Concepción - Chile.
(FOPAE, 2010)



Figura I-3 Colapso de cieloraso. San Pedro de la Paz en Concepción - Chile. (FOPAE, 2010)



Figura I-4 Hospital militar La Reina en Santiago de Chile, que no tuvo daños en el sismo de Chile de Febrero del 2010. (Alvarez, 2010)



Figura I-5 Aisladores sísmicos del hospital militar La Reina en Santiago de Chile. (Alvarez, 2010)

Capítulo II : CONCEPTOS GENERALES

2.1 CONCEPTOS SOBRE LOS SISTEMAS DE AISLACIÓN SÍSMICA

En este capítulo revisan los conceptos generales para el uso, análisis y diseño de sistemas de aislamiento sísmico de edificaciones, describiéndose brevemente los principios fundamentales, los objetivos y la factibilidad e impacto del uso de estos sistemas. Además, se presentan las características principales y la secuencia de diseño de los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR), con núcleo de plomo (LRB) y péndulos de fricción (FP), que son los aisladores sísmicos más empleados en la actualidad.

2.2 EL DISEÑO CONVENCIONAL Y LOS SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA

Para lograr un desempeño sismo resistente aceptable de las estructuras, las normas de diseño sísmico se han enfocado en limitar las distorsiones de entrepisos y adoptar un nivel de ductilidad o capacidad estructural para disipar energía, mediante la incursión de la estructura en el rango no lineal. Este concepto de diseño se denomina “tradicional” y tiene una gran desventaja, ya que solo controla los daños relacionados a las distorsiones de entrepiso (Fig. II-1), pero no considera los daños provenientes de altos niveles de aceleraciones, que son la causa principal del alto índice de daño de los componentes no estructurales (Fig. II-2) (Mayes y Naeim, 2000).

Para resolver el problema del análisis y diseño tradicional, se han desarrollado en las últimas décadas los sistemas de protección sísmica, entre los que destacan los aisladores sísmicos, los cuales tienen por objetivo controlar el daño estructural de las edificaciones, mediante el control de distorsiones y aceleraciones en cada nivel.

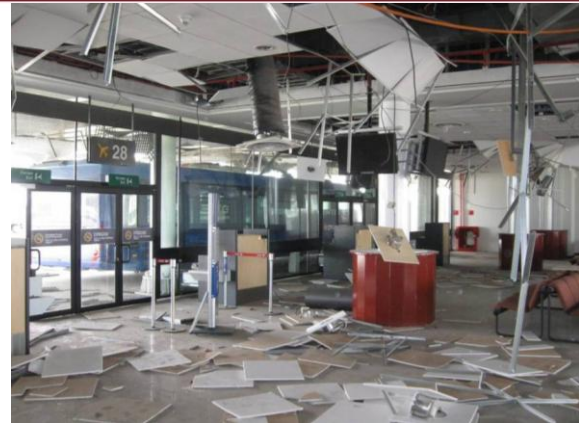


Rotura de vidrios y columnas de fachada



Rotura de tuberías

Figura II-1 Daño generados por altas distorsiones de piso Sismo de Northridge, 1994 (SEAONC, 2004)



Colapso de elementos suspendidos en el hospital Olive
- San Fernando Valley, 1971 (SEAONC, 2004)

Colapso del cielo raso en el aeropuerto de Santiago
de Chile - Chile, 2010 (FOPAE, 2010)

Figura II-2 Daños generados por altas aceleraciones de piso

2.3 OBJETIVOS DEL EMPLEO DE SISTEMAS DE AISLACIÓN SÍSMICA

Con los sistemas de aislación sísmica se busca desacoplar el movimiento de la estructura de los movimientos del suelo interponiendo dispositivos estructurales (aisladores) con poca rigidez horizontal, generalmente ubicados entre la estructura y su cimentación o a nivel del cielo del primer subterráneo. Estos sistemas permiten modificar la respuesta dinámica de las estructuras mejorando su desempeño estructural y alcanzando satisfactoriamente los siguientes objetivos (Mayes y Naeim, 2000):

- i. Incrementar la seguridad de las edificaciones y su operatividad después de la ocurrencia de un evento sísmico (se alcanza el nivel de desempeño de ocupación inmediata).
- ii. Reducir el daño por deformaciones elevadas en componentes estructurales y no estructurales.
- iii. Reducir las aceleraciones de entrepiso para minimizar los daños relacionados con los contenidos.
- iv. Reducir las fuerzas sísmicas laterales de diseño.
- v. Incrementar formas alternativas de construcción con limitada capacidad de ductilidad (como el concreto pre esforzado) en regiones de alto peligro sísmico.
- vi. Mejorar el comportamiento estructural de edificaciones antiguas debido a solicitaciones sísmicas.

2.4 PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DE LA AISLACIÓN SÍSMICA

Los sistemas de aislación sísmica permiten modificar la respuesta dinámica de la estructura aumentando su periodo fundamental de vibración respecto al período de vibración que tendría en la condición de base fija. De esta manera, al introducir alta flexibilidad (o poca rigidez) horizontal se aumenta el período fundamental de vibración de la estructura alejándola de la zona de mayor demanda de energía sísmica (zona de periodos cortos en el espectro de diseño), lo cual resulta eficiente en estructuras rígidas apoyadas sobre terrenos firmes (Fig. II-3).

También es importante considerar que con el incremento del periodo fundamental de vibración se incrementa el desplazamiento lateral espectral (tiende a ser igual del desplazamiento lateral del suelo), el cual es absorbido por los dispositivos de aislación sísmica (Fig. II-4). Estos dispositivos también permiten minimizar los desplazamientos laterales relativos de entrepiso (*drifts*) y sus respectivas aceleraciones, logrando que se transmitan esfuerzos cortantes a niveles moderados o bajos a la superestructura (estructura que se encuentra apoyada sobre el sistema de aislación sísmica). Generalmente, esta superestructura adquiere un movimiento similar al de un bloque rígido, sin experimentar deformación importante o daño durante la acción del sismo. La Fig. II-5 muestra el diagrama de flujo de operación de los aisladores sísmicos.

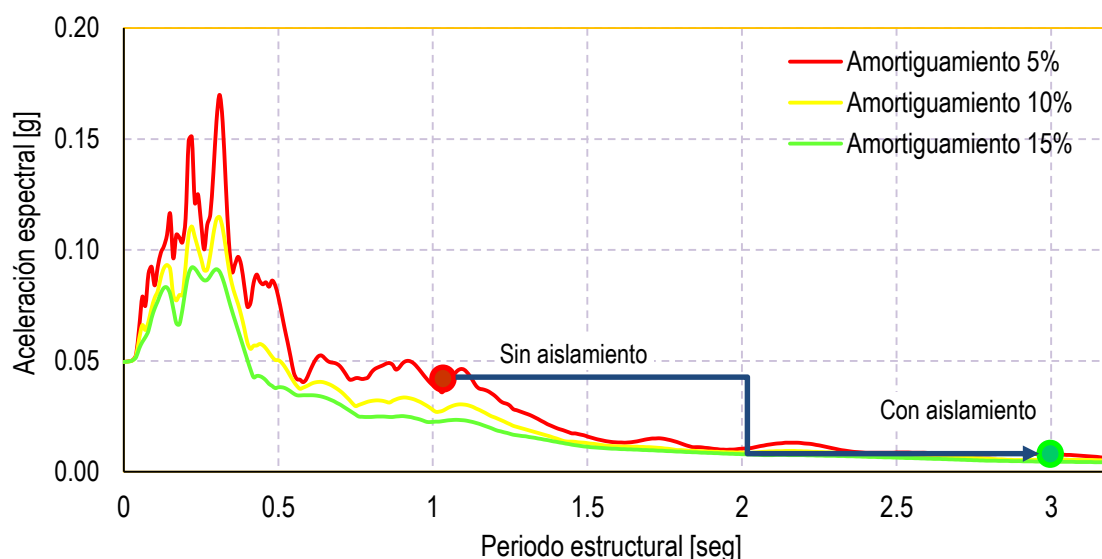


Figura II-3 Espectro de aceleraciones (Componente N-S/ Sismo del 2007 – Perú)

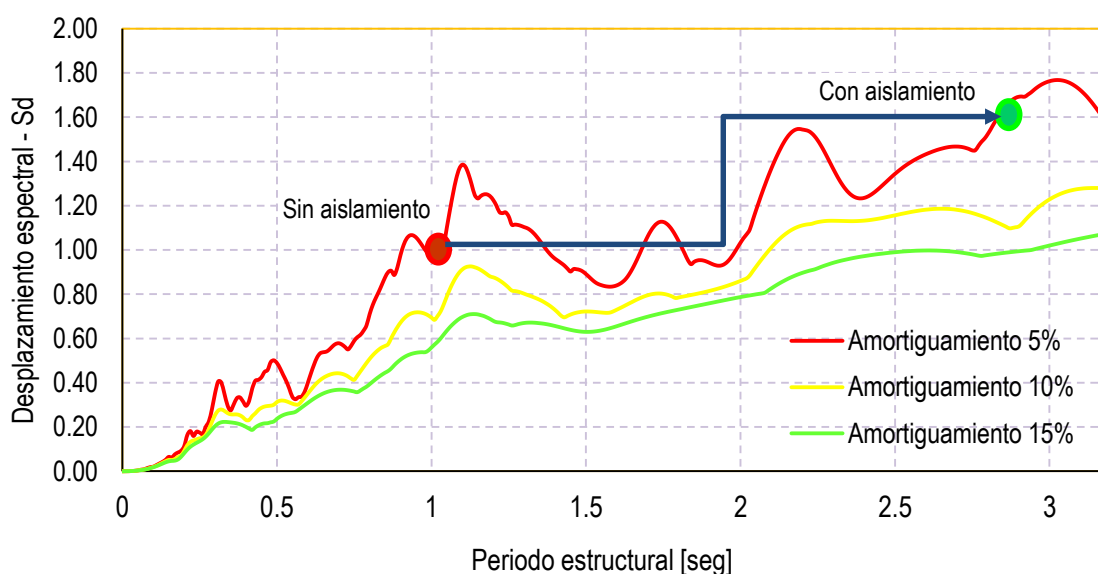


Figura II-4 Aumento del Espectro de desplazamientos (Componente N-S/ Sismo del 2007 – Perú)

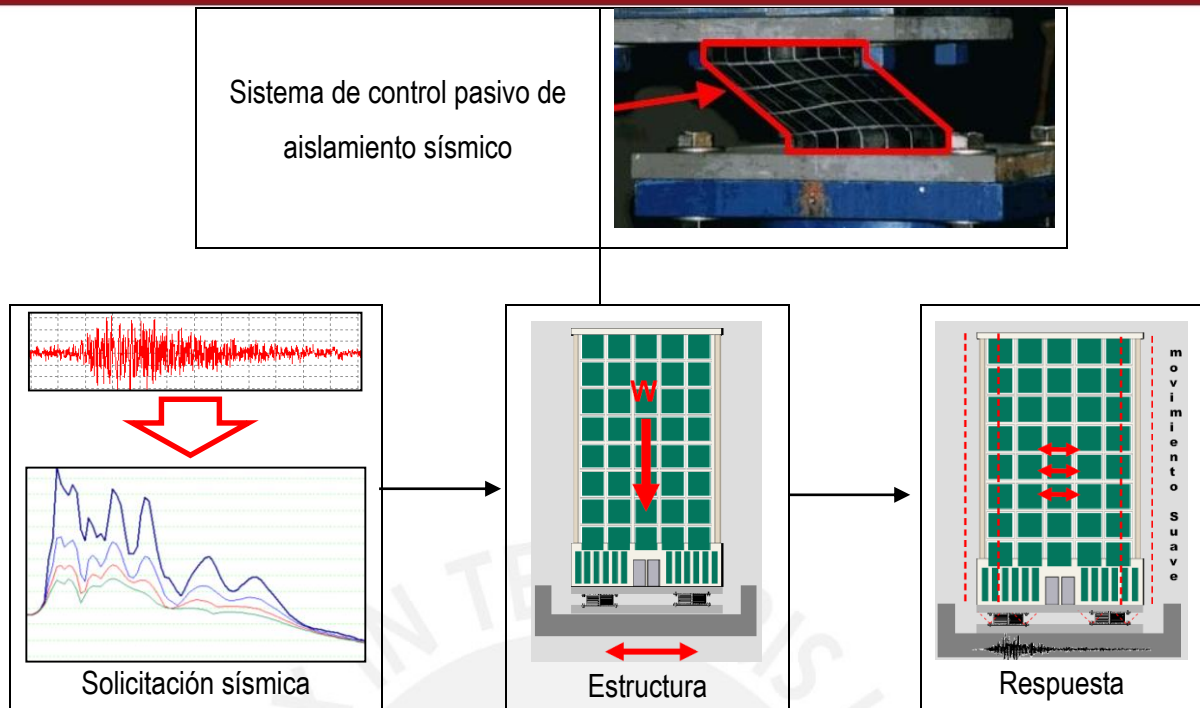


Figura II-5 Diagrama de flujo de funcionamiento del aislamiento sísmico

2.5 CARACTERÍSTICAS DE LOS SISTEMAS DE AISLACIÓN SÍSMICA

Estos sistemas presentan las siguientes características fundamentales:

- Flexibilidad horizontal: alargamiento del período fundamental de vibración de la estructura lo suficiente para reducir la aceleración espectral de diseño.
- Amortiguamiento y disipación de la energía: reduciendo la demanda de deformación lateral entre la estructura y el suelo base para que pueda ser controlada a niveles prácticos de diseño.
- Rigidez lateral adecuada bajo cargas de servicio: tales como viento y sismos menores, evitando vibraciones parásitas molestas.
- Gran rigidez vertical, en orden similar a las columnas de construcción convencionales, para resistir las cargas de diseño.

2.6 FACTIBILIDAD E IMPACTO DEL USO DE SISTEMAS DE AISLACIÓN SÍSMICA

Las características de las estructuras donde la incorporación de los sistemas de aislación sísmica resulta efectiva, son las siguientes:

- Estructuras ubicadas en suelos con periodos de vibración predominantes bajos (suelos firmes).
- Estructuras de pocos niveles (rígidas).
- Estructuras que puedan desplazarse libremente 25 cm o más, sin chocar con otras estructuras.

- iv. Estructuras que soportan fuerzas de viento u otras cargas que no sean de naturaleza sísmica que resulten menores al 10% del peso total de la estructura, calculado como la suma del total de la carga muerta más un porcentaje de carga viva.
- v. Estructuras con relaciones de esbeltez Altura/Ancho mínimo $\leq 1,5$.

Aunque cada proyecto debe ser evaluado individualmente en su etapa inicial, existen diferencias sustanciales en el uso de sistemas de aislación sísmica para edificaciones nuevas y aquellas estructuras existentes que serán reforzadas. A continuación se realiza una breve descripción de las principales consideraciones para el uso del sistema de aislación sísmica en función al tipo de estructura a implementar.

2.6.1 Estructuras nuevas

a. Evaluación de la propia estructura

La primera consideración en la evaluación de conveniencia del uso del sistema de aislación sísmica en un nuevo proyecto es la estructura misma. La aislación sísmica logra reducir la fuerza sísmica mediante el incremento del periodo fundamental de vibración de la estructura, siendo más efectivo cuando las estructuras son rígidas (periodos naturales de vibración menores a 1 segundo).

El periodo natural de vibración de una estructura generalmente se incrementa con la altura del edificio, por lo que, los edificios altos alcanzan periodos altos y soportan fuerzas laterales reducidas, sin el uso de aislación sísmica. Por lo tanto, la aislación sísmica es aplicable en edificios de baja y mediana altura (8 a 10 niveles ó 35 m dependiendo del sistema estructural), llegando a ser menos efectivos en edificios altos. Sin embargo, existen excepciones como por ejemplo el aislamiento usado en el reforzamiento del edificio del gobierno de los Ángeles de 28 niveles (Simin, 2006).

Las estructuras con sistemas de aislación sísmica también deben soportar otras cargas laterales tales como el viento, sin llegar a la fluencia de los dispositivos, evitando que se logren alcanzar desplazamientos laterales y vibraciones molestas bajo la acción de cargas de servicio. Por este motivo, se recomienda que si las fuerzas laterales superan el 10% del peso del edificio (calculado como la suma de la carga muerta más un porcentaje de la carga viva), no es recomendable emplear sistemas de aislación sísmica (Mayes y Naeim, 2000).

b. Condiciones de suelo

La segunda consideración a ser evaluada para el uso de sistemas de aislación sísmica, son los efectos que generan las condiciones geológicas de sitio. Generalmente, los suelos firmes o rígidos son más efectivos para el uso de este tipo de sistemas.

La flexibilidad de una estructura es un parámetro que permite intuir la forma en que responderá ante la acción sísmica, sin embargo, la forma como el movimiento sísmico llega a la base de la estructura depende de las propiedades del suelo a través del cual las ondas sísmicas viajan y se propagan.

Los suelos flexibles tienen baja frecuencia propia y amplifican las bajas frecuencias de movimiento del suelo y los sistemas de aislamiento sísmico incrementar el periodo fundamental de la estructura (baja frecuencia). De esta manera, si la frecuencia de la estructura y frecuencia predominante del suelo son del mismo orden, la energía se amplifica pudiendo generar mayor daño en la estructura (Benito y Cabañas, 1999). Por lo tanto, en suelos flexibles los sistemas de aislamiento en la base deben ser usados con especial cuidado.

La ciudad de México es un buen ejemplo de una región con condición de suelo flexible, el periodo de vibración fundamental del suelo de México tiende a ser aproximadamente 2 segundos (Mayes y Naeim, 2000; Symans, 2004). La Fig. II-6 muestra los efectos de las condiciones de sitio en la respuesta estructural para los sismos de México de 1985 (suelo flexible) y Perú de 1966 (suelo firme). Es claro que para suelos flexibles las máximas aceleraciones se producen en la zona de periodos altos.

Adicionalmente, se deberá tomar en cuenta las zonas cercanas a fallas (considerada entre 15 a 20 Km de una falla de ruptura), ya que en estas zonas los movimientos del suelo generan pulsos largos de velocidades, altas amplitudes y desplazamientos laterales importantes. Por lo tanto, los sistemas de aislación sísmica deberán ser capaces de soportar grandes deformaciones y disipar cantidades importantes de energía en pocos ciclos y tiempos cortos (Tornello *et al.*, 2008).

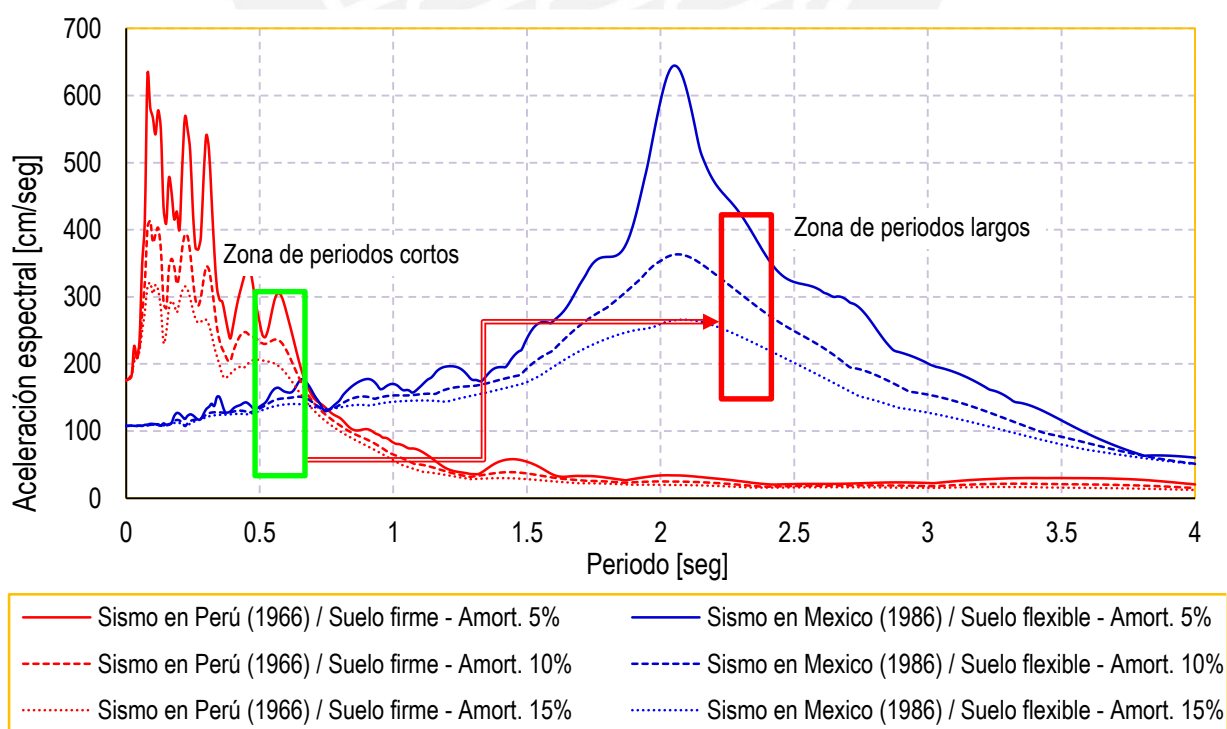


Figura II-6 Espectros de respuesta estructural en suelo firme y flexible

c. Restricciones impuestas

Una tercera consideración en la evaluación de la factibilidad del uso de sistemas de aislación sísmica son las restricciones impuestas por las estructuras adyacentes. Los sistemas de aislación sísmica permiten aumentar los desplazamientos que varían entre 20 y 50 cm y son tomados por los dispositivos. Esto conduce a que si el sitio está limitado por edificios vecinos en el límite de propiedad, puede que no sea posible dar cabida a estos desplazamientos laterales significativos (Mayes y Naeim, 2000).

2.6.2 Reforzamiento de estructuras existentes

El reforzamiento de edificaciones existentes para mejorar su desempeño estructural, implica consideraciones adicionales respecto a las estructuras nuevas, debido a las restricciones existentes.

Algunas estructuras son más adecuadas para ser rehabilitadas con la incorporación del sistema de aislación sísmica que otras. Por ejemplo, las superestructuras de puentes soportadas por rodamientos de acero, los cuales pueden ser sustituidos con sistemas de aislación sísmica mediante una operación muy simple, de bajo costo que dará lugar a una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño.

Los edificios son a menudo más difíciles de rehabilitar que los puentes. Sin embargo, la aislación sísmica puede ser una solución eficaz sin la adición de nuevos elementos estructurales que desvirtúen las características originales del edificio que amerite preservar. Aunque el sistema de aislación sísmica reduce las fuerzas laterales, obviamente no las elimina. En consecuencia, la resistencia y la ductilidad de una estructura existente deberán ser adecuadas para resistir las fuerzas laterales reducidas que resultan del sistema aislado. Si la resistencia de la estructura existente es extremadamente baja (menor al 5% del peso del edificio), se deberán tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- ¿Existe un espacio lateral de 15 a 75 cm con los edificios adyacentes para permitir el movimiento libre del edificio?
- ¿El edificio y su cimentación tienen la resistencia y ductilidad suficiente, para resistir las fuerzas de corte y las aceleraciones que nos son absorbidas por los sistemas de aislamiento?
- ¿Cuál es la ubicación adecuada para colocar el sistema de aislación sísmica, las cimentaciones, el sótano, la planta baja, etc.

Entre las ventajas y desventajas del plano de ubicación del sistema de aislación sísmica se tiene:

- En cualquier estructura con sub sótano o sótano que puede ser descontinuado verticalmente, resulta factible el empleo de sistema de aislación sísmica.
- Una estructura con cimentación aislada se puede adaptar con mayor facilidad a los sistemas de aislación sísmica que otro con zapatas corridas.
- Si se disponen de zonas de aislamiento en la parte superior, inferior o a media altura de las columnas, entonces se requiere evaluar con mayor detalle su capacidad resistente.

En resumen, la rehabilitación sísmica de una estructura existente usando aisladores, permite realizar los trabajos de reforzamiento en las zonas donde se instalarán los dispositivos, sin interrumpir la operatividad y el funcionamiento de sus instalaciones. Un claro ejemplo exitoso de esto fue la rehabilitación del edificio gubernamental de San Francisco en Estados Unidos (Fig. II-7).



- Cúpula de 91 m de diámetro.
- Aisladores por columna.
- La planta baja es "blanda".
- 530 aisladores de goma y plomo.

Figura II-7 Reforzamiento del edificio gubernamental San Francisco (Simin, 2006)

2.6.3 Verificaciones de estabilidad al levantamiento y volteo

En muchos sistemas estructurales el incremento de fuerzas laterales superan las cargas de gravedad provocando momentos de volteo y tensiones en los elementos estructurales de la cimentación. En el diseño convencional estas tensiones son resistidas por las conexiones en la cimentación, aunque sólo si se producen bajo los niveles de cargas laterales especificadas en los códigos de diseño. Sin embargo, en sismos severos se producen momentos de volteo mucho mayores a los valores de diseño generándose tensiones, incluso cuando no se indican en el código de diseño.

En este caso, se supone que los detalles y ductilidad de la estructura son suficientes para evitar fallas debidas al levantamiento de la estructura. Aunque, algunos estudios indican que el levantamiento de la cimentación puede beneficiar la reducción de las fuerzas sísmicas en estructuras convencionales. Sin embargo, para una estructura con aisladores elastoméricos, los efectos de levantamiento deben ser examinados con mucho cuidado, ya que estos sistemas no son adecuados para resistir grandes cargas de tensión (Fig. II-8). Consecuentemente, es común que para evitar el levantamiento de los aisladores elastoméricos se empleen conexiones totalmente emperradas las cuales resisten tensiones de 250 a 300 psi antes de ocurrir un ablandamiento significativo de los dispositivos (Mayes y Naeim, 2000).

Donde exista la posibilidad del levantamiento de la estructura aislada, se debe realizar un análisis detallado para cuantificar los desplazamientos verticales para el diseño de la conexión, lo que implica un análisis no lineal con el máximo realismo de los registros sísmicos además de un considerable esfuerzo analítico. Para evitar esto, una estrategia razonable es evitar o reducir al mínimo la elevación o levantamiento de la estructura, lo cual puede ser logrado mediante una configuración cuidadosa del sistema de aislamiento. Otra alternativa es utilizar las conexiones "perno-suelto", que permite cierta cantidad de elevación del aislador sin someterlo a tensiones. Estas conexiones han sido implementadas exitosamente en varios edificios importantes en el sur de California, como el reforzamiento sísmico del edificio gubernamental de los Ángeles y el nuevo hospital de Saint John (Mayes y Naeim, 2000).



Figura II-8 Rotura de aisladores elastoméricos por tensión (Taiki, 2007)

2.7 TIPOS DE AISLADORES SÍSMICOS

Existen diversos tipos de aisladores sísmicos, cada uno con características propias en cuanto a sus mecanismos de acción, materiales, costos de implementación, estudios teóricos y tipos de estructuras en donde es más conveniente su uso. Entre los aisladores sísmicos más desarrollados se encuentran los aisladores elastoméricos, los aisladores deslizantes y los aisladores basados en resortes helicoidales y amortiguadores viscosos. A continuación se detallan brevemente las características generales de estos sistemas de aislación sísmica.

2.7.1 Aisladores elastoméricos

Estos dispositivos están conformados por un conjunto de láminas planas de elastómeros intercaladas con capas de acero vulcanizadas entre sí. Las láminas de elastómeros proporcionan la flexibilidad lateral necesaria para permitir el desplazamiento horizontal relativo entre la estructura y el suelo, mientras que las láminas de acero proporcionan la rigidez vertical del sistema del sistema de aislación. Estos aisladores dependen de la amplitud de la deformación a la que son sometidos, y en menor grado a la temperatura, el envejecimiento y la frecuencia del movimiento. Entre estos dispositivos tenemos:

a. Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento - *Low Damping Rubber Bearing* (LDRB).

Este tipo de dispositivos son los más simples dentro de los aisladores elastoméricos y consisten en un conjunto intercalado de capas de acero y caucho, el cual es vulcanizado para lograr la adherencia entre ambos materiales. Al intercalar el caucho con el acero se aumenta su capacidad para resistir cargas de gravedad y su estabilidad para soportar cargas laterales. En estos dispositivos, también se colocan placas de acero en la zona superior e inferior que sirven para confinar el núcleo y evitar la compresión del caucho ante cargas de gravedad.

Características:

- Pueden ser de goma natural o sintética.
- Su comportamiento es lineal-elástico a bajas deformaciones y lineal-viscoso a altas deformaciones.
- Tienen una razón de amortiguamiento crítico menor a 7% para valores de deformaciones angulares menores a 200%.

Ventajas:

- Son simples de fabricar.
- Son fáciles de modelar (modelo lineal).
- No tienen una respuesta muy sensible a las variaciones de carga en el tiempo, la temperatura o el envejecimiento.

Desventajas:

- Necesitan sistemas de amortiguamiento suplementario.

b. Aisladores elastoméricos de Alto amortiguamiento - *High Damping Rubber Bearing* (HDRB)

Una característica importante de estos aisladores es que sus propiedades dinámicas son sensibles a los cambio de frecuencia y temperatura que generan reducción de rigidez y amortiguamiento. Por ejemplo, cuando los dispositivos están sujetos a ciclos de movimiento, presentan mayor rigidez para los primeros ciclos de carga, que generalmente se estabilizan luego del tercer ciclo de carga. Por lo tanto, su comportamiento inicial puede ser apreciablemente diferente bajo distintos ciclos de carga y deformación, siendo sus propiedades iniciales recuperables en el tiempo (horas o días). La Fig. II-9 muestra un corte de un aislador elastomérico de alto amortiguamiento

Características:

- Alcanzan grandes deformaciones de corte (γ) de 2 a 3.5.
- Incrementar el amortiguamiento por incorporación de carbón negro extrafino, aceites o resinas.

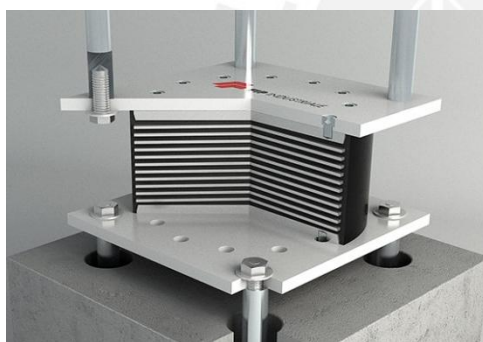
- Su razón de amortiguamiento crítico es de 10 a 20% para una deformación de corte igual a 100%.
- Su módulo de elasticidad de corte varía de 17 a 64 Kg/cm².
- El amortiguamiento efectivo depende de los elastómeros, de la presión de contacto, la velocidad de carga y de los incrementos de temperatura ambiente.

Ventajas:

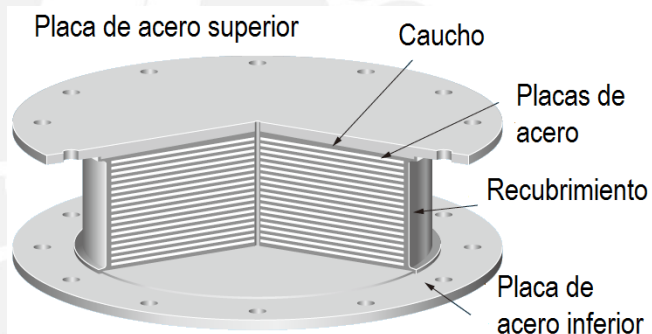
- Combinan la flexibilidad y disipación de energía en un solo elemento
- Su fabricación es relativamente sencilla

Desventajas:

- A elevadas temperaturas su rigidez horizontal y su amortiguamiento decrecen.
- Con el incremento de la carga axial su rigidez horizontal tiende a disminuir.
- Las propiedades mecánicas del caucho natural se pueden degradar con la exposición prolongada al oxígeno y al ozono.



a) Corte del aislador (Sismica, 2015)



b) Partes del aislador (BRIDGESTONE, 2013)

Figura II-9 Corte de un aislador de alto amortiguamiento - *High Damping Rubber Bearing* (HDRB)

2.7.2 Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo – *Lead Rubber Bearing* (LRB)

Estos aisladores son similares a los LDRB pero incluyen un núcleo de plomo ubicado en el centro del aislador, que permite aumentar su rigidez inicial (proporciona restricción a la carga del viento) y aumenta la capacidad de disipación de energía mediante el incremento del nivel de amortiguamiento del sistema entre 25 y 30%. Al deformarse lateralmente el aislador durante la acción de un sismo, el núcleo de plomo fluye incurriendo en deformaciones plásticas, y disipando energía en forma de calor. Al término de la acción sísmica, la goma del aislador retorna la estructura a su posición original, mientras que el núcleo de plomo se recrystaliza quedando en condiciones similar al original para soportar un nuevo evento sísmico. La Fig. II-10 muestra el corte y las partes de un aislador con núcleo de plomo.

Características:

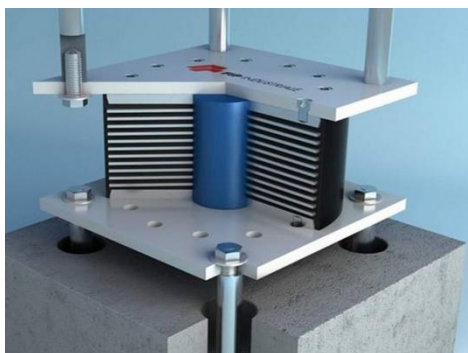
- Su módulo de elasticidad de corte varía de 5 a 7 Kg/cm² para una deformación de corte del 100%.
- La variación de sus propiedades no son significativas como ocurre con los aisladores tipo HDRB, debido a que la máxima deformación de corte no es mayor a 200% (varía de 125% a 200%).
- La respuesta histerética es fuertemente dependiente del desplazamiento lateral.
- Tienen una alta rigidez inicial, debido a que el esfuerzo de fluencia del plomo alcanza valores que varían alrededor de 105 Kg/cm².
- El esfuerzo de fluencia se reduce con ciclos repetidos debido al aumento de temperatura.
- Típicamente el núcleo de plomo abarca del 15 al 33% del diámetro total del aislador.

Ventajas:

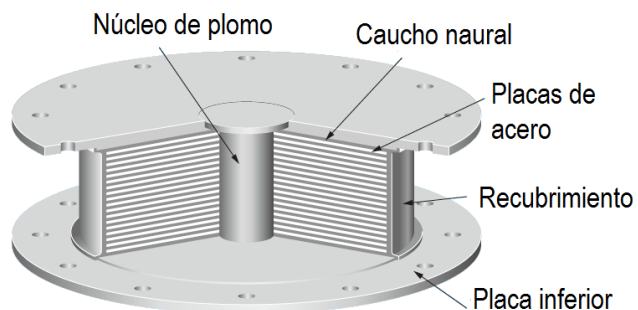
- El plomo es un material que tiene alta rigidez horizontal antes de alcanzar su fluencia y presenta un comportamiento perfectamente plástico después de su fluencia.
- El plomo es un material en el cual se producen los procesos de recuperación y re cristalización ocurren simultáneamente a temperatura ambiente, por lo que puede recuperar sus propiedades mecánicas después de una acción inelástica.
- Las propiedades mecánicas del núcleo de plomo no presentan cambios significativos durante el periodo de vida útil de las estructuras (50años).

Desventajas:

- Los incrementos de temperatura ambientales pueden afectar su rigidez horizontal.
- Con el incremento de la carga axial su rigidez horizontal tiende a disminuir.
- Las propiedades del aislador LRB dependen de la historia de carga. Con el incremento de ciclos la rigidez del núcleo de plomo y el amortiguamiento decrecen



a) Corte del aislador (Sismica, 2015)



b) Partes del aislador (BRIDGESTONE, 2013)

Figura II-10 Corte de un aislador con núcleo de plomo - *Lead Rubber Bearing* (LRB)

2.7.3 Aisladores de fricción o deslizadores friccionales

Estos aisladores utilizan una superficie de deslizamiento, generalmente de acero inoxidable, sobre la que desliza una placa de acero revestida de Politetra Fluoro Etileno (PTFE), siendo el más usado el “Teflón”. La superficie de deslizamiento permite el movimiento horizontal de la estructura de manera independiente al suelo, logrando disipar energía por medio de las fuerzas de rozamiento que se generan durante la acción del sismo. El coeficiente de fricción del aislador depende de la temperatura de trabajo, la presión de contacto, la velocidad de movimiento, el estado de las superficies de contacto (limpieza, rugosidad, etc.), y el envejecimiento. Estos sistemas requieren mayor mantenimiento y cuidado, ya que cualquier modificación en las superficies deslizantes puede resultar en un coeficiente de fricción distinto al valor adoptado en el diseño. Entre estos dispositivos se tiene:

a. Apoyos deslizantes planos o deslizadores friccionales - *Sliding Bearing*

Estos dispositivos son componentes mecánicamente más simples que los aisladores y proveen únicamente la propiedad de aislamiento de la estructura, debido a que no poseen la capacidad de retornar a su posición inicial de forma independiente. Por este motivo, se usan conjuntamente con otros tipos de aisladores. Consisten básicamente en dos superficies, una adherida a la estructura y la otra a la cimentación, que poseen un bajo coeficiente de fricción, permitiendo los movimientos horizontales de la estructura (Fig. II-11). Poseen, generalmente, una capa de un material elastomérico con el fin de facilitar el movimiento del deslizador en caso de sismos (Nitche, 2011; Symans, 2004).

Características

- Estos aisladores no incrementan el periodo natural de vibración de la estructura, solamente limitan las fuerzas de corte transferidos dentro de la estructura.

Ventajas:

- Los deslizadores poseen un costo de fabricación menor a un aislador.
- Pueden ser modelados con un modelo simple elasto-plástico.

Desventajas:

- Requieren de mecanismos suplementarios de auto centrado para prevenir desplazamientos laterales permanentes del sistema de aislamiento.
- No resisten fuerzas laterales.

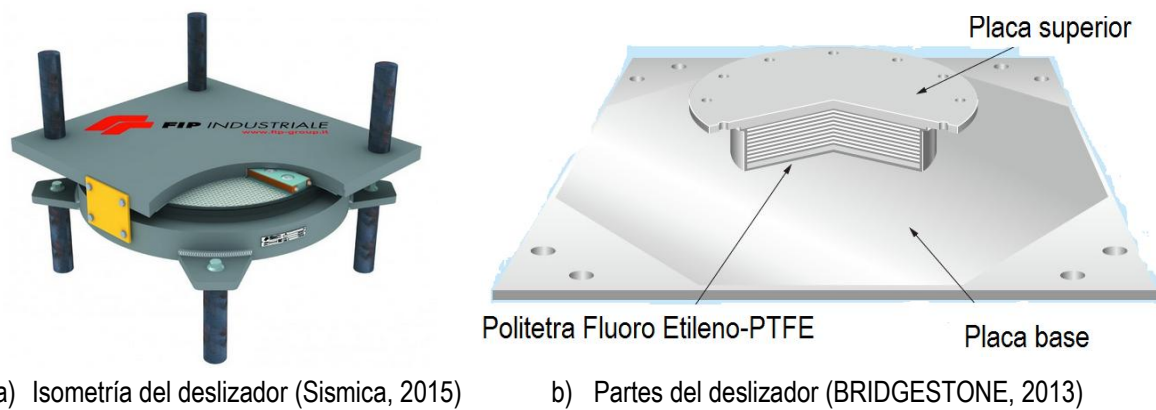


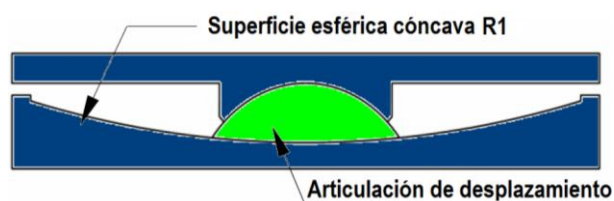
Figura II-11 Apoyos deslizantes planos o deslizadores friccionales - *Sliding Bearing*

b. Péndulos de fricción - *Friction Pendulum System (FPS)*

Los péndulos friccionales cuentan con un deslizador articulado ubicado sobre una superficie cóncava que permite que la estructura regrese a su posición inicial debido a la geometría de la superficie y a la fuerza inducida por la gravedad. La superficie de deslizamiento es revestida con Politetra Fluoro Etileno (PTFE), que es un material plástico que puede contar con relleno de varios materiales como vidrio, carbón, bronce y grafito. Los péndulos friccionales pueden ser de simple curvatura cóncava - *Frictional pendulum*, FP (Fig. II-12) con una superficie de deslizamiento cóncavo, doble curvatura cóncava - *Double Friction Pendulum*, DFP (Fig. II-13) y el denominado triple péndulo - *Triple Friction Pendulum*, TFP (Fig. II-14) que incorpora tres péndulos en un solo apoyo, cada uno con propiedades seleccionadas para optimizar la respuesta de la estructura a diferentes fuerzas sísmicas y frecuencias de vibración. El péndulo simple mantiene la fricción constante, la rigidez lateral, y el periodo de vibración constante para todos los niveles de movimientos sísmicos y desplazamientos laterales. En los aisladores tipo DFP y TFP, los mecanismos de péndulo se activan secuencialmente a medida que los movimientos sísmicos son mayores, siendo el principal beneficio su capacidad para acomodarse a grandes desplazamientos laterales comparado con el tipo FP con la misma curvatura. Los eventos sísmicos que poseen bajos niveles de desplazamientos y altas frecuencias de vibración son absorbidos por el péndulo interno de baja fricción y de periodo de vibración corto. Para los sismos más severos empleados para en Niveles de Diseño, tanto la fricción como el periodo de vibración aumentan, lo que resulta en menores desplazamientos laterales del apoyo y menor fuerza cortante basal en la estructura. Para los eventos sísmicos Máximos Creíbles, tanto la fricción del apoyo como la rigidez lateral aumentan, reduciendo el desplazamiento lateral del apoyo (Morgan y Mahin, 2011).



a) Péndulo de fricción (Michael, 2004)

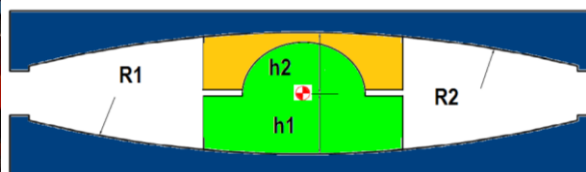


b) Sección del péndulo de fricción

Figura II-12 Aislador Péndulo de fricción - *Friction Pendulum (FP)*



a) Doble péndulo de fricción

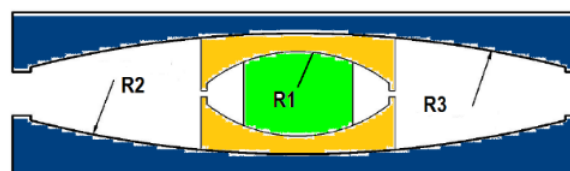


b) Sección del doble péndulo de fricción

Figura II-13 Doble péndulo de fricción-*Double Concave Friction Pendulum (DCFP)* (Michael, 2004)



a) Triple péndulo de fricción



b) Sección del triple péndulo de fricción

Figura II-14 Triple péndulo de fricción - *Triple Concave Friction Pendulum (TCFP)*

2.7.4 Aisladores basados en resortes helicoidales y amortiguamiento viscosos

Los aisladores sísmicos formados por un paquete de resortes helicoidales conectados en paralelo con amortiguadores viscosos - *Base Control System* (BCS) (Fig. II-15a), son actualmente una alternativa técnica válida dentro del incipiente mercado dominado casi exclusivamente por la opinión general sobre la efectividad de los aisladores compuestos por capas superpuestas de goma y metal. El sistema se destaca por su sencillez conceptual, ya que el medio flexible es lineal elástico, mientras que el amortiguamiento es puramente viscoso (Fig. II-15b).

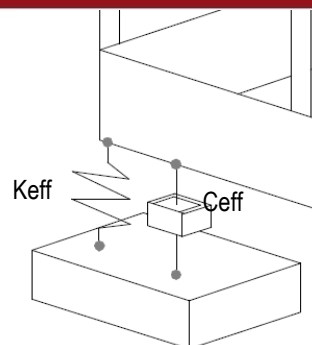
En general los sistemas de aislación más utilizados a nivel mundial, elastoméricos o friccionales, poseen una importante rigidez vertical lo que no permite desacoplar eficientemente al edificio de la componente del movimiento del suelo en esa dirección. Movimientos del suelo con características de falla cercana (presencia de pulsos importantes de velocidad y desplazamiento) presentan, en muchos casos, valores de aceleraciones verticales importantes comparados con las horizontales, por lo tanto, los dispositivos de aislamiento con rigideces verticales elevadas comparadas con las horizontales no son efectivos para desacoplar a la superestructura de la componente vertical del sismo (Falconi R. A y Tornello M. E, 2009; Stuardi *et al.*, 2007).

Los aisladores helicoidales están compuestos por cajas de resortes (Fig. II-16) y amortiguadores viscosos (Fig. II-17) provistos en forma separada. Las cajas de resortes están formadas por carcasas metálicas que alojan y confinan adecuadamente una cantidad variable de resortes, dispuestos en forma matricial. Poseen placas auxiliares permiten su fijación a los elementos estructurales tales como las vigas del edificio. Para aumentar el amortiguamiento del sistema de aislación, estos dispositivos son instalados junto con amortiguadores viscoelástico. Tales amortiguadores están formados por una carcasa inferior que es un recipiente cilíndrico relleno de una masa viscosa, y una carcasa superior que contiene un pistón que se mueve dentro de la masa. Ambas carcasas se vinculan mediante un manguito de protección, para evitar la contaminación del amortiguador con polvo, o elementos extraños. La masa viscosa es un producto de formulación química especial, de manera que sus propiedades se mantienen prácticamente constantes con el paso del tiempo y con la temperatura. El amortiguador genera una fuerza viscosa, esto es, dependiente de la velocidad a través de una constante de amortiguamiento en las tres direcciones ortogonales del movimiento. La constante del amortiguador es una función de sus dimensiones, detalles de construcción internos, tipo de fluido y su viscosidad.

La frecuencia natural de vibración horizontal típica del sistema está comprendida entre 1 a 1,5 Hz, mientras que la frecuencia natural de vibración vertical está comprendida entre 3 y 3,5 Hz. La razón de amortiguamiento crítico modal puede ser materializada por medio de los amortiguadores viscosos sin limitaciones técnicas, sus valores típicos no superan normalmente el 30% (Stuardi, 2008).



a) Caja de resortes helicoidales y caja de amortiguamiento viscoso

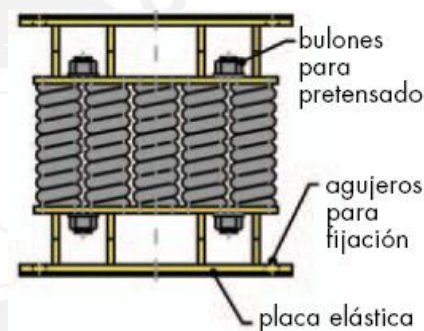


b) Idealización estructural de los resortes helicoidales y el amortiguamiento viscoso

Figura II-15 Idealización del aislador de resortes helicoidales y amortiguamiento viscoso (Stuardi, 2008)

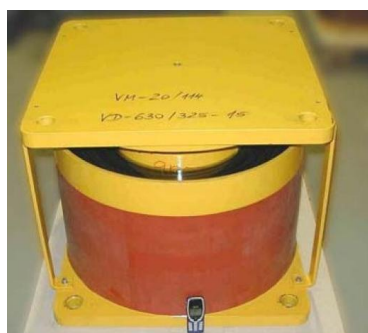


a) Caja de resorte

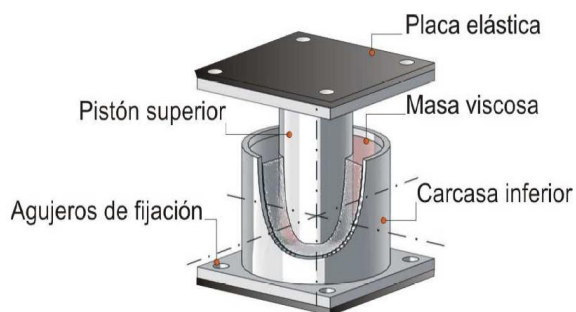


b) Sección transversal de la caja de resorte

Figura II-16 Aislador de resortes helicoidales y amortiguamiento viscoso– Componente helicoidal (Stuardi, 2008)



a) Caja de amortiguamiento viscoso



b) Sección de la caja de amortiguamiento viscoso

Figura II-17 Aislador de resortes helicoidales y amortiguamiento viscoso– Componente de amortiguamiento viscoso (Stuardi, 2008)

2.8 MODELOS DE LOS SISTEMAS DE AISLACIÓN

Los diferentes sistemas de aislación pueden ser modelados efectivamente con una combinación paralela de tres elementos básicos para sistemas de un grado de libertad (Fig. II-18). De esta manera, los aisladores pueden tener un comportamiento lineal equivalente o con comportamiento no lineal.

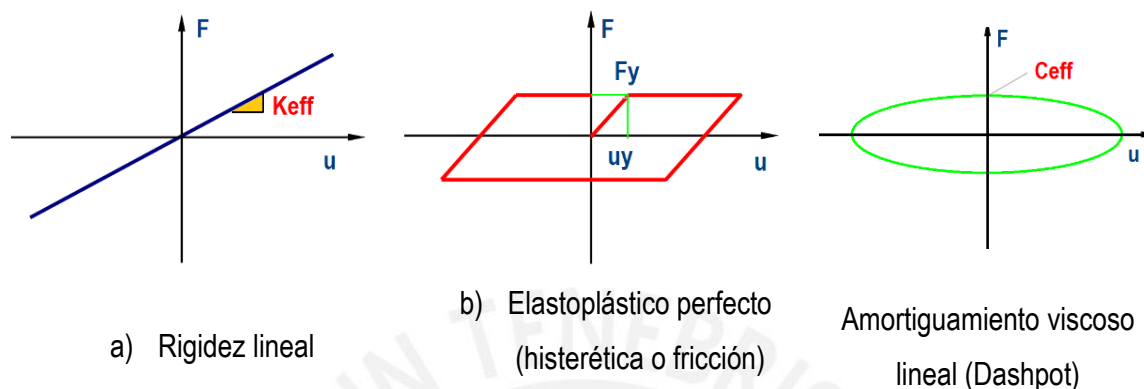


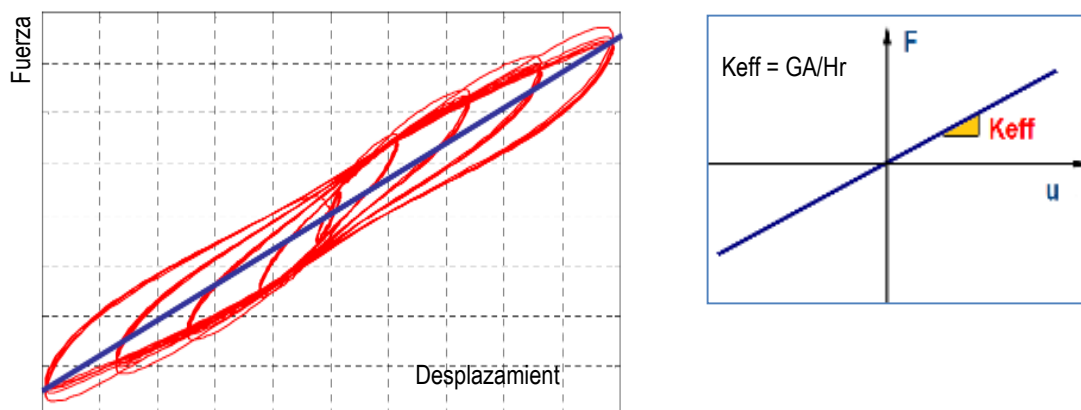
Figura II-18 Elementos básicos para el modelamiento de sistemas de aislamiento sísmico

2.8.1 Modelo lineal equivalente para aisladores sísmicos

El modelo lineal equivalente consiste en un resorte elástico en paralelo con un amortiguador viscoso lineal con rigidez y amortiguamiento efectivo determinado para el desplazamiento de diseño y el periodo fundamental de vibración de la estructura. La Ec. (II-1) es la ecuación diferencial del sistema.

$$P(t) = K_{\text{eff}} \cdot u(t) + C_{\text{eff}} \cdot \dot{u}(t) \quad (\text{II-1})$$

Los aisladores de bajo amortiguamiento (LDRB), helicoidales con amortiguamiento viscoso y los aisladores friccionales que tienen un comportamiento histerético (obtenido experimentalmente ensayando testigos sujetos a carga axial constante y carga lateral sinusoidal) pueden ser representados mediante un modelo lineal equivalente como se muestra en la Fig. (II-19).



a) Curvas de histéresis obtenidas en ensayos de laboratorio

b) Idealización matemática

Figura II-19 Modelo lineal para el análisis de aisladores sísmicos

Los aisladores de fricción simples (FP), debido a que sus propiedades lineales efectivas son dependientes de los desplazamientos, pueden ser representados con un modelo lineal equivalente y las fuerzas en cada instante de tiempo pueden ser calculadas con las Ecs. (II-2) y (II-3) tomando como referencia el diagrama de cuerpo libre de la Fig. (II-20).

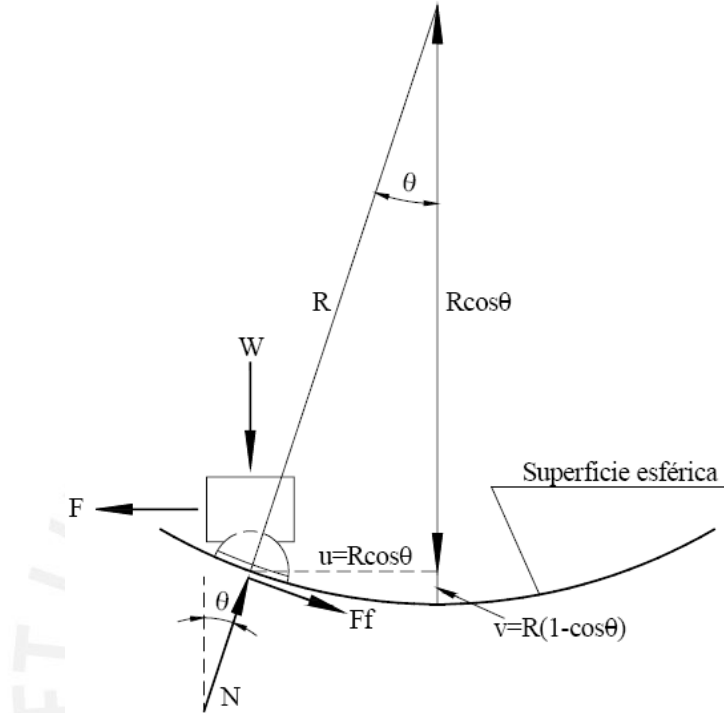


Figura II-20 Diagrama de cuerpo libre para aisladores de péndulo de fricción (FP)

$$F = \frac{W}{R \cos \theta} + \frac{F_f}{\cos \theta} \quad (II-2)$$

$$F = \frac{W^*}{R} u + \mu W^* Z \quad (II-3)$$

Como $u < 0,2 R$ y el $\cos \theta \approx 1$, la rigidez efectiva (secante) al desplazamiento u puede ser expresada mediante la Eq. (II-4).

$$K_{\text{eff}} = \frac{F}{u} = \frac{W^*}{R} + \frac{\mu W^*}{u} \quad (II-4)$$

2.8.2 Modelo no lineal para aisladores sísmicos

El modelo no lineal permite representar la incursión inelástica del sistema de aislación al alcanzar elevados desplazamientos laterales. Aunque los dispositivos de aislación permiten incrementar el período fundamental de vibración de la estructura y alejarlo del período de vibración predominante del suelo, esto no garantiza la protección de la estructura debido a posibles fenómenos de resonancia con otras frecuencias naturales de vibración más altas.

Además, la información registrada en diversos eventos sísmicos no muestra un período de vibración predominante definido con varios picos espectrales que pueden inducir a amplificaciones dinámicas, haciendo necesario considerar la posibilidad que el sistema estructural incurra en el rango de comportamiento inelástico.

2.8.3 Modelo no lineal para aisladores elastoméricos

El comportamiento de los aisladores elastoméricos es determinado experimentalmente sometiendo a los dispositivos a carga axial constante y carga lateral sinusoidal. La Fig. II-21 muestra los lazos de histéresis que representan el comportamiento de los aisladores elastoméricos y se observa además que los amortiguadores de bajo amortiguamiento presentan lazos de histéresis cerrados con una reducida capacidad para disipar energía. En contraste, los aisladores de alto amortiguamiento presentan lazos de histéresis más amplios con mayor capacidad para disipar cantidades significativas de energía. Para un pico de desplazamiento dado, los aisladores con núcleo de plomo presentan alta rigidez inicial y mayor área de histéresis (energía de disipación) que los aisladores con alto amortiguamiento. En general, los aisladores elastoméricos presentan alta rigidez a bajas deformaciones de corte, reducida rigidez a deformaciones intermedias e incremento de rigidez a altas deformaciones (Symans, 2004).

En lo referente a los modelos dinámicos que representan el comportamiento no lineal de los aisladores elastoméricos, son dos los más utilizados los cuales se describen a continuación.

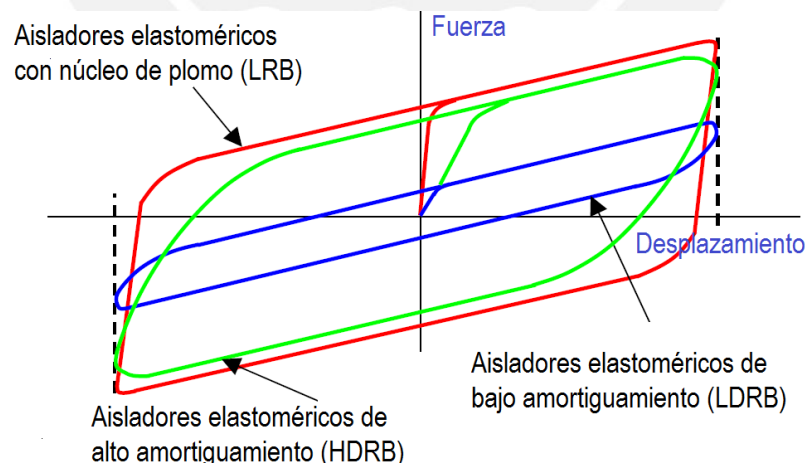
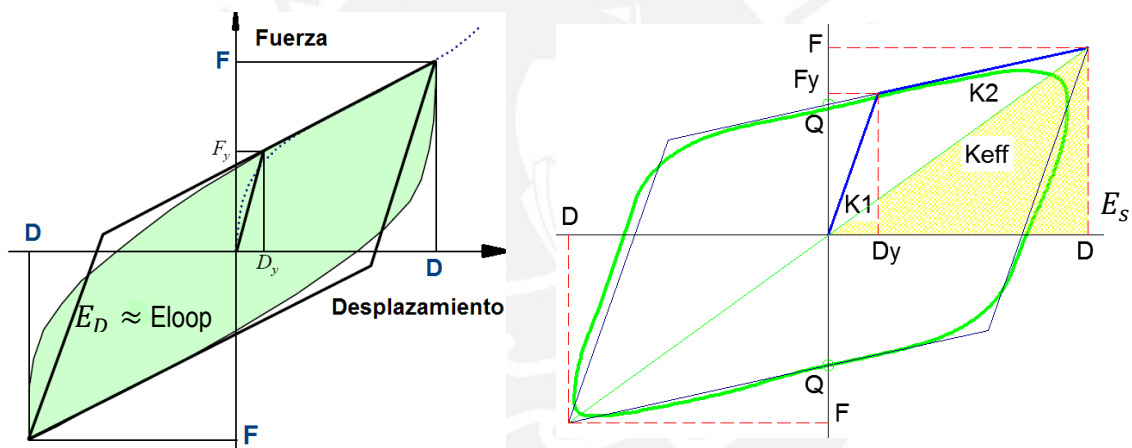


Figura II-21 Modelo no lineal de aisladores de alto amortiguamiento (HDRB) y aisladores con núcleo de plomo (LDR) (Symans, 2004)

a. Modelo Bilineal

Para varios tipos de aisladores, las características fuerza-deformación (obtenidos por ensayos a prototipos) pueden ser aproximadas por la curva de histéresis bilineal, denominado comúnmente modelo bilineal.

Las propiedades de modelo lineal equivalente (rigidez y amortiguamiento equivalente) son obtenidas de la idealización de la curva de histéresis del ensayo con carga sinusoidal. Típicamente, el cálculo se realiza con la determinación del desplazamiento lateral de diseño y el área dentro del modelo bilineal. Para el modelo lineal la fuerza lateral correspondiente a un desplazamiento nulo (Q), la fuerza de fluencia (F_y) correspondiente al desplazamiento de fluencia (D_y) y la rigidez inicial (K_1), definen el modelo matemático bilineal. La Fig. II-22a muestra la idealización del modelo bilineal y la Fig. II-22b muestra los parámetros que definen el modelo bilineal. Las Ecs. (II-5) a (II-7) definen las relaciones matemáticas para la rigidez inicial, la rigidez pos fluencia y la rigidez efectiva, respectivamente.



a) Ajuste de las curvas de histéresis obtenidas en ensayos al modelo bilineal

b) Parámetros que definen el modelo bilineal

Figura II-22 Modelo bilineal usado en el diseño de aisladores sísmicos

$$K_1 = \frac{F_y}{D_y}$$

$$K_2 = \frac{F_y - Q}{D_y}$$

$$K_{eff} = \frac{F}{D}$$

$$K_1 = K_2 + \frac{Q}{D_y} \quad (II-5a, b)$$

$$K_2 = \frac{F - Q}{D} \quad (II-6a, b)$$

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D} \quad (II-7a, b)$$

En un sistema viscoso equivalente el amortiguamiento viscoso efectivo es igual a la energía disipada en un ciclo de vibración de la estructura (Chopra, 1995).

La Ec. (II-8) define la energía potencial de deformación y las Ecs. (II-10) a (II-13) definen la energía de amortiguamiento viscoso disipada en un ciclo de vibración armónica considerando un sistema de un grado de libertad con carga externa aplicada del tipo sinusoidal (Ec. II-8).

$$E_s = \frac{1}{2} K \cdot u^2 \quad (II-8)$$

$$P(t) = P_0 \cdot \sin(\omega t) \quad (II-9)$$

$$E_D = \int f_D \cdot du \quad (II-10)$$

$$E_D = \int_0^{2\pi/\omega} c \cdot \dot{u}^2 dt \quad (II-11)$$

$$E_D = 2\pi \xi \frac{\omega}{\omega_n} K u^2 \quad (II-12)$$

$$E_D = 4\pi \xi \frac{\omega}{\omega_n} E_s \quad (II-13)$$

Experimentalmente, el amortiguamiento viscoso efectivo se determina para $\omega = \omega_n$ por lo tanto, simplificando la Ec. (II-13), se obtiene la Ec. (II-14) que define el amortiguamiento efectivo del sistema.

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{E_D}{4\pi E_s} \quad (II-14)$$

De la Fig (II-23) se pueden deducir las Ecs. (II-15) a (II-20), que permiten definir la energía de amortiguamiento viscoso disipada en un ciclo de vibración, en función de los parámetros principales que definen el modelo bilineal.

$$E_D = 4 A_D \quad (II-15)$$

$$A_D = F \cdot D - 2 (A_1 + A_2 + A_3) \quad (II-16)$$

$$A_1 = D_y (F - F_y) \quad (II-17)$$

$$A_2 = \frac{(D - D_y) (F - F_y)}{2} \quad (II-18)$$

$$A_3 = \frac{D_y \cdot F_y}{2} \quad (II-19)$$

$$E_D = 4(F_y \cdot D - F \cdot D_y) \quad (II-20)$$

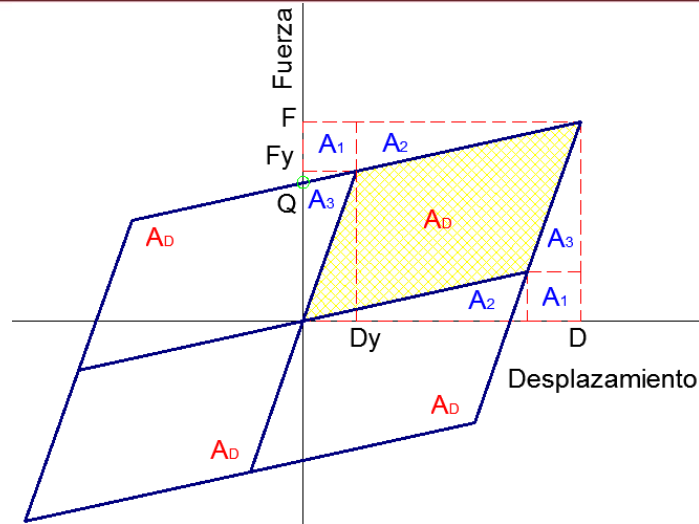


Figura II-23 Definición de áreas que permiten calcular la energía disipada

La Ec. (II-20) es equivalente a la Ec. (II-21), y considerando en la Ec (II-8) la rigidez $K=K_{eff}$ y el desplazamiento $u = D$, se obtiene la Ec. II-22.

$$E_D = 4 Q(D - D_y) \quad (II-21)$$

$$E_s = \frac{1}{2} K_{eff} \cdot D^2 \quad (II-22)$$

Finalmente el amortiguamiento viscoso efectivo (Ec. II-23) se obtiene reemplazando las Ecs. (II-21) y (II-22) en la Ec. (II-14).

$$\xi_{eff} = \frac{2 Q \cdot (D - D_y)}{\pi K_{eff} \cdot D^2} \quad (II-23)$$

Reemplazando la Ec. (II-7 b) en la Ec. (II-23) se obtiene la Ec. (II-24)

$$\xi_{eff} = \frac{2 Q(D - D_y)}{\pi D(Q + K_2 D)} \quad (II-24)$$

b. Modelo Histerético de Wen

El modelo histerético de Wen se utiliza para representar de una forma más precisa el comportamiento no lineal de un aislador (Fig. II-24). En este modelo se descompone la reacción elastoplástica en una componente directamente proporcional al desplazamiento lateral y otra dependiente de una variable $Z(t)$, de tal manera que fuerza de restauración queda definida por la Ec. (II25).

$$P(t) = \alpha \cdot \frac{P_y}{u_y} \cdot u(t) + (1 - \alpha) \cdot P_y \cdot Z(t) \quad (II-25)$$

Donde α es un parámetro que indica el grado de no linealidad del sistema (por ejemplo $\alpha = 1$ representa un sistema lineal) y se representa por la Ec. (II-25).

$$\alpha = k_u / k_e \quad (II-26)$$

La Ec. (II-27) es la ecuación diferencial no lineal de primer orden que se satisface mediante el parámetro Z_w y define el comportamiento histerético del modelo de Wen.

$$\dot{Z}_w + \beta |\dot{u}| |Z_w|^{\eta-1} Z_w + \gamma \dot{u} |Z_w|^{\eta} - A \dot{u} = 0 \quad (II-27)$$

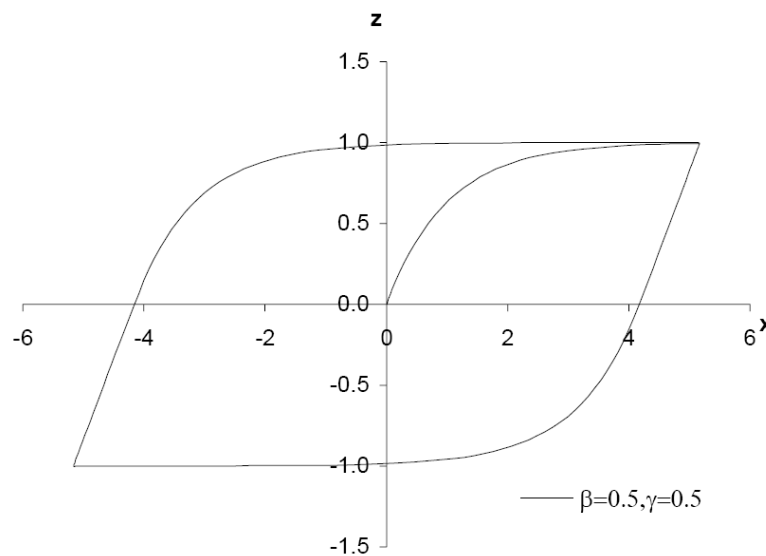


Figura II-24 Curva histerética de Z versus u con $\beta = -0.5$ y $\gamma = 0.5$ (Savedra, 2005)

Los parámetros A , α , γ , β_w y η de las Ecs. (II-26) y (II-27) son cantidades adimensionales que regulan cada una de las características del comportamiento no lineal del modelo y que, en definitiva, representan los diferentes tipos de reacciones no lineales. La influencia que tienen los parámetros β , γ en la variable $Z(t)$ se puede visualizar al trazar la gráfica de dicha variable versus el desplazamiento lateral, considerando una sollicitación externa de tipo periódica sinusoidal dependiente del tiempo, que afecta a un oscilador de un grado de libertad y en el cual se incluye la fuerza restauradora representada por el modelo de Wen (Ordoñez, 1996; Peldoza, 2002). La Fig. II-25 muestra el comportamiento histerético que representan los parámetros $\beta = -0.5$ y $\gamma = 0.5$.

El parámetro $\eta \in [1, +\infty[$ y controla la suavidad de las curvas entre la zona inicial y la zona de influencia; entre más alto es el valor usado, la curva de transición es más recta. Por lo tanto, para eliminar completamente la porción curva, se entiende que $\eta \rightarrow +\infty$ y que esto representa al modelo bilineal, aunque en la práctica se ha observado es suficiente tomar valores del orden $\eta > 20$ (CSI, 1997).

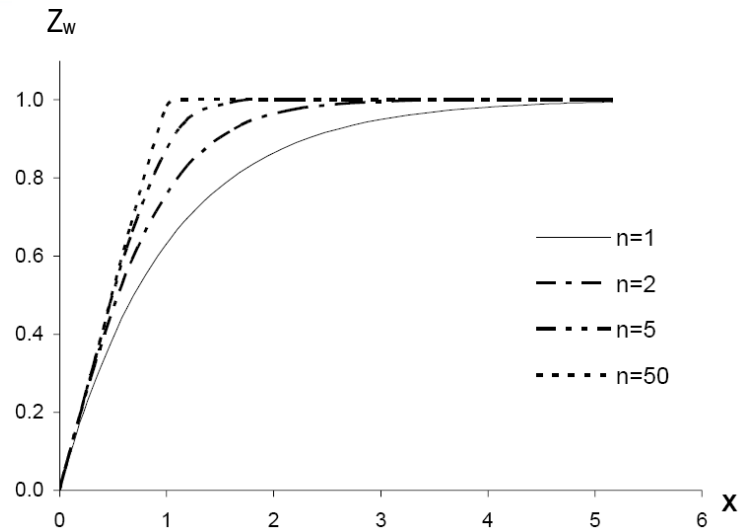


Figura II-25 Comportamiento de la variable Z (Savedra, 2005)

A modo de comentario, algunos programas de corte comercial tales como SAP2000 Nonlinear y ETABS Nonlinear tienen incorporado el modelo de Wen como elemento no lineal (elemento *Nllink*). La Fig. II-26 muestra el modelo empleado por tales programas (ETABS, 2015; SAP2000, 2014).

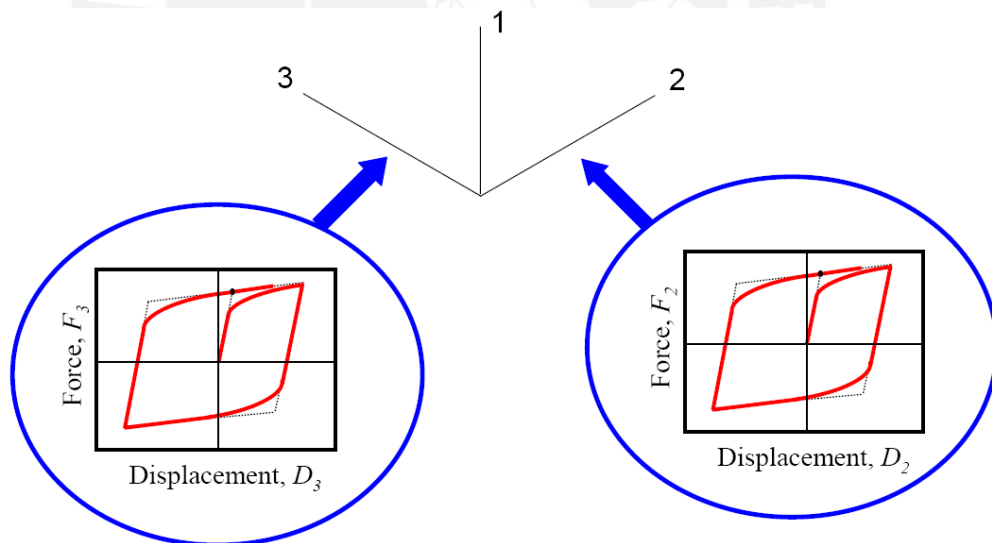


Figura II-26 Modelo histerético bilineal empleado por (ETABS, 2015; SAP2000, 2014)

2.8.4 Modelo no lineal para aisladores friccionales

A continuación se describen los modelos no lineales usados para representar el comportamiento de los aisladores friccionales simple (*Friction Pendulum -FP*), de doble curvatura (*Double Concave Friction Pendulum -DCFP*) y de tres curvaturas (*Triple Concave Friction Pendulum -TCFP*).

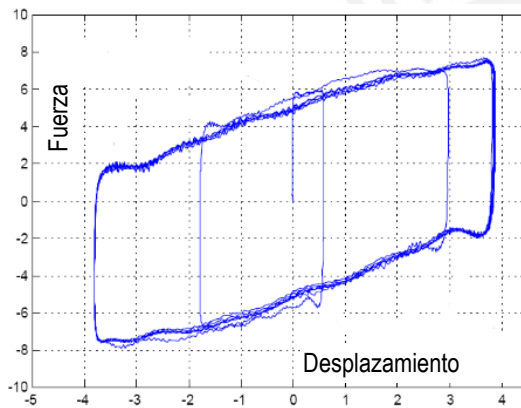
a. Péndulo de fricción - *Friction Pendulum (FP)*

Estos dispositivos usan las características del péndulo para alargar el periodo natural de la estructura aislada y evitar así las fuerzas laterales. Este aislador mantiene el apoyo de la carga vertical en el centro del elemento estructural, mediante el empleo de una superficie de rodadura cóncava. El comportamiento mecánico de los sistemas friccionales (Fig.II-27a) puede ser modelado mediante el modelo bilineal Fig. (II-27b) y la fuerza en cualquier instante de tiempo con la Ec. (II-28).

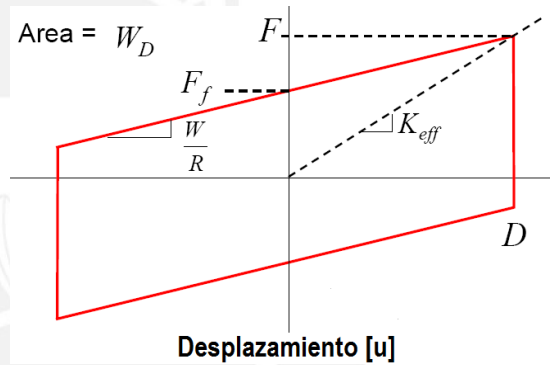
$$F(t) = \frac{W^*}{R_c} u + \mu \cdot W^* \cdot Z(t) \quad (II-28)$$

El coeficiente μ presenta dependencia de la velocidad y la presión y se calcula mediante la Ec. (II-29).

$$\mu = \mu_{\max} - (\mu_{\max} - \mu_{\min}) \cdot e^{-a|\dot{u}|} \quad (II-29)$$



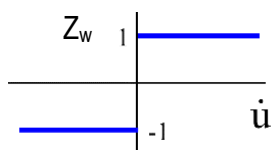
(a) Lasos de histéresis del ensayo de laboratorio



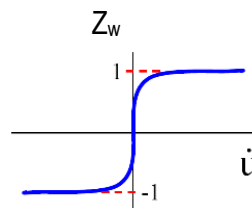
(b) Lasos de histéresis idealizado

Figura II-27 Modelo bilineal para aisladores de fricción

La función $Z(t)$ define el sentido de la fuerza de fricción y en forma simplificada puede tomar valores de 1 y -1 (Fig.II-28a). Sin embargo, la función $Z(t)$ puede ser determinada con un modelo visco-plástico mediante la solución de la Ec. (II-30). La Fig. (II-28b) muestra la evolución de la solución de la ecuación diferencial para la variable Z_w .



(a) Modelo simplificado de Z_w



(b) Forma de evolución de la ecuación diferencial para Z_w

Figura II-28 Función Z_w que define el sentido de la fuerza defricción

$$\gamma \dot{Z}_w + \alpha |\dot{u}| Z |Z_w|^{\eta-1} + \beta \dot{u} |Z|^{\eta-\gamma} \dot{u} = 0 \quad (II-30)$$

La rigidez efectiva (secante) puede ser determinada mediante la Ec. (II-31) y la relación de amortiguamiento efectivo mediante la Ec. (II-32).

$$K_{\text{eff}} = \frac{F}{u} = \frac{W^*}{R_c} + \frac{\mu W^*}{u} \quad (II-31)$$

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{2 \mu R_c}{\pi (\mu R_c + u)} \quad (II-32)$$

Las propiedades lineales efectivas dependen del desplazamiento. Por lo tanto, el cálculo para estimar estas propiedades es un proceso iterativo.

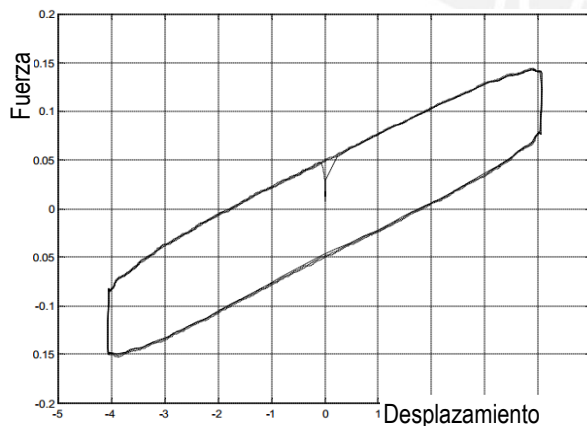
b. Doble péndulo de fricción - *Double Concave Friction Pendulum (DCFP)*

El péndulo de fricción doble es una adaptación del péndulo de fricción simple (FP), pero tiene en cuenta un comportamiento histerético más complejo. Las Ecs.(II-33) a (II-35) permiten determinar los parámetros que definen el modelo matemático (Fig.II-29b) que idealiza el comportamiento histerético (Fig.II-29a) (C., 2004; Morgan y Mahin, 2011).

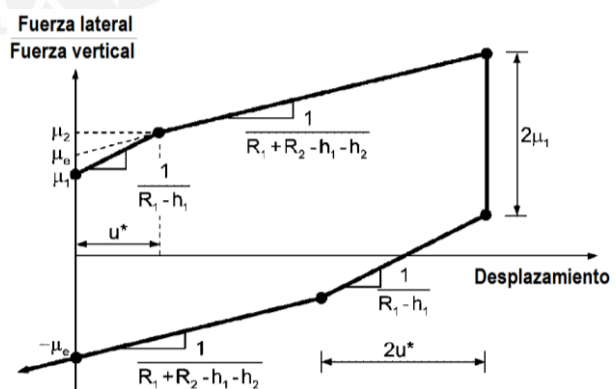
$$F = \frac{W(u + \mu_1(R_1 - h_1) + \mu_2(R_2 - h_2))}{R_1 + R_2 - h_1 - h_2} \quad (II-33)$$

$$\mu_e = \frac{\mu_1(R_1 - h_1) + \mu_2(R_2 - h_2)}{R_1 + R_2 - h_1 - h_2} \quad (II-34)$$

$$u^* = \frac{\mu_2 - \mu_1}{R_1 - h_1} \quad (II-35)$$



a) Lasos de histéresis del ensayo de laboratorio



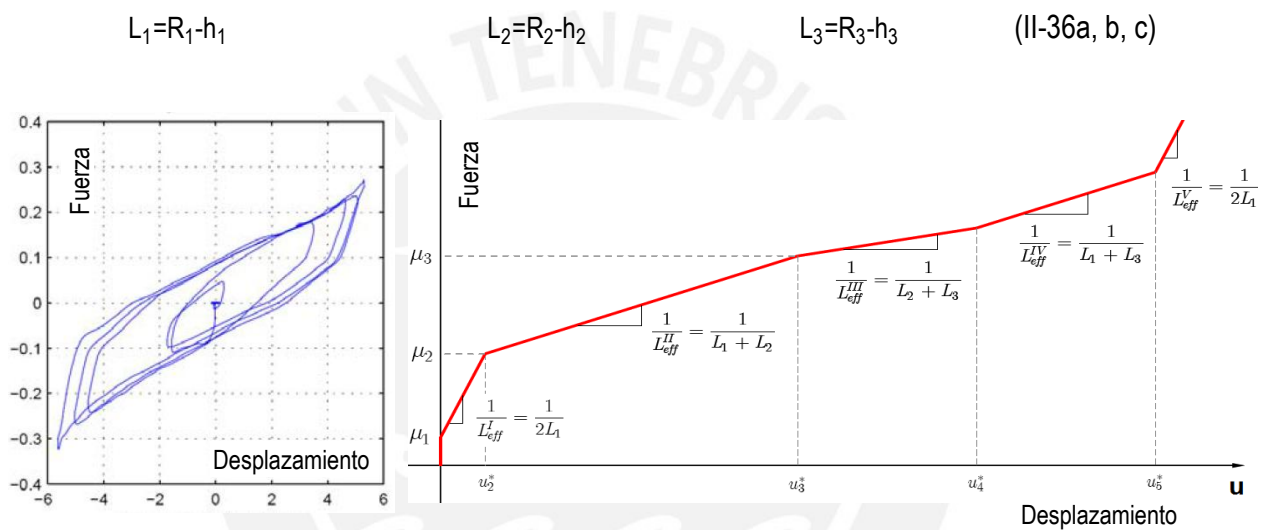
b) Lasos de histéresis idealizado

Figura II-29 Idealización del comportamiento histerético del péndulo de fricción doble (DCFP)

c. Triple péndulo de fricción - *Triple Concave Friction Pendulum (TCFP)*

El Apoyo de Triple Péndulo incorpora tres péndulos en un solo Apoyo, cada uno con propiedades seleccionadas para optimizar la respuesta de la estructura a diferentes fuerzas sísmicas y frecuencias. Este tipo de aislador es eficiente para el control de distorsiones ofreciendo una reducción significativa de los desplazamientos laterales, lo cual es adecuado en zonas cercanas a fallas (Morgan y Mahin, 2008; Morgan y Mahin, 2011).

El modelo para este tipo de aisladores depende de la geometría de las superficies cóncavas, y su comportamiento histerético (Fig. II-30a) puede ser modelado matemáticamente (Fig. II-30b) empleando las Ecs. (II-36a, b, c).



a) Lasos de histéresis del ensayo de laboratorio

b) Lasos de histéresis idealizado

Figura II-30 Idealización del comportamiento histerético del péndulo de fricción triple (TCFP)

2.9 PARÁMETROS GENERALES PARA EL DISEÑO DE AISLADORES SÍSMICOS

En este punto se revisan los conceptos y las ecuaciones que intervienen en el diseño de cualquier tipo de aislador sísmico. Posteriormente se describen los principales aspectos que se consideran en el diseño de los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR), con núcleo de plomo (LRB) y aisladores de fricción (FP).

2.9.1 Consideraciones generales para el diseño de sistemas de aislamiento

Para realizar el diseño de cualquier tipo de aisladores sísmicos es necesario fijar el periodo fundamental objetivo del sistema de aislamiento, el cual permitirá determinar la rigidez necesaria para alcanzar el periodo objetivo del sistema.

Otros parámetros requeridos son los desplazamientos totales de diseño y máximo probable, que son una función del desplazamiento de diseño y el desplazamiento máximo probable definidos en los códigos de diseño de cada región. Finalmente, se muestran las expresiones que permiten calcular las fuerzas de corte de diseño para las edificaciones con aislamiento sísmico.

a. Determinación de las propiedades del sistema de aislación

El diseño de los sistemas de aislación empieza proponiendo su periodo de vibración objetivo T_D para condiciones de diseño y el periodo de vibración máximo T_M que corresponde al periodo de vibración para el sismo máximo probable. Comúnmente se seleccionan valores de T_D entre 2,0 y 3,0 seg. El periodo de vibración para el sismo máximo T_M es proporcional al periodo de vibración de diseño T_D y varía según el sismo máximo considerado. De esta manera se tiene:

$$T_M = \alpha \cdot T_D \quad (\text{II-37})$$

Con valores de α comprendidos entre 1.2 y 1.5

Una vez definido los valores de T_D y T_M se calculan la rigidez efectiva mínima del sistema de aislación para el sismo de diseño (Ec. II-38) y para el sismo máximo posible (Ec. II-39), posteriormente la rigidez máxima del sistema de aislación, se determina fijando un porcentaje de variación de la rigidez mínima del sistema de aislación. Comúnmente se usa 10% para la variación de rigidez y un factor de incertidumbre de 0,90, con lo cual se tiene una variación de rigidez para el sistema de aislamiento de $1,1/0,9 = 1,22 \sim 1,25$ (Mayes y Naeim, 1999). La Ec. (II-40) y (II-41) determinan la rigidez máxima del sistema de aislamiento para el sismo de diseño y sismo máximo respectivamente.

$$K_{Dmin} = \frac{4 \pi^2 W}{T_D^2 g} \quad (\text{II-38})$$

$$K_{Mmin} = \frac{4 \pi^2 W}{T_M^2 g} \quad (\text{II-39})$$

$$K_{Dmáx} \approx 1,25 K_{Dmin} \quad (\text{II-40})$$

$$K_{Mmáx} \approx 1,25 K_{Mmin} \quad (\text{II-41})$$

El peso de la estructura (W) que considera el aporte de la carga sísmica determina sumando la carga muerta DL (*dead load*) más un porcentaje de la carga viva LL (*live load*) y la carga sísmica EL (*earthquake load*), según la Ec. (II-42).

$$W = DL + \%LL + EL \quad (\text{II-42})$$

b. Determinación de los desplazamientos de diseño

Los desplazamientos de diseño D_D , el desplazamiento máximo D_M y el desplazamiento total D_{TM} corresponden al desplazamiento espectral del suelo, que es modificado mediante un factor B , que permite modificar el desplazamiento espectral calculado para un grado de amortiguamiento de 5% al correspondiente valor de amortiguamiento efectivo del sistema de aislación. Esto se fundamenta en que los sistemas de aislación incrementan el período fundamental de vibración del sistema y en esta situación el desplazamiento espectral tiende a ser igual al desplazamiento máximo del suelo. Las Ecs. (II-43) y (II-44) muestran la relación del desplazamiento espectral para 5% de amortiguamiento efectivo y el desplazamiento para otro grado de amortiguamiento de diseño y máximo, respectivamente.

$$D_D = \frac{S_{dD}(\xi=5\%)}{B_D} \quad (II-43)$$

$$D_M = \frac{S_{dM}(\xi=5\%)}{B_M} \quad (II-44)$$

Las normas norteamericanas ASCE/SEI 7—10 y NEHRP 2009 definen el espectro de diseño de la Fig. II-31, en la cual la aceleración espectral para periodos de 1,0 queda definido por la Ec. (II-45).

$$PS_a = \frac{S_1}{T} \quad (II-45)$$

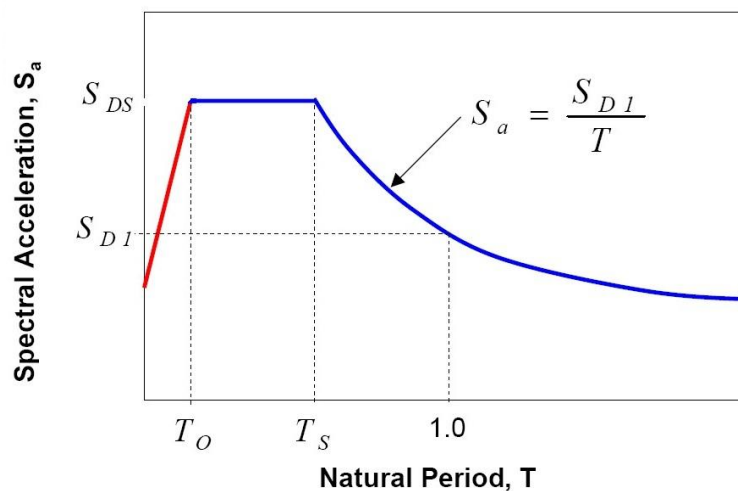


Figura II-31 Espectro de pseudo aceleraciones en EE.UU (Symans, 2004)

El desplazamiento espectral se calcula a partir de la relación entre la pseudoaceleración espectral S_a y el desplazamiento espectral S_d para sistemas de 1 grado de libertad, mediante las Ecs. (II-46) y (II-47).

$$S_a = \omega^2 S_d \quad (II-46)$$

$$S_d = \frac{PS_a T^2}{4 \pi^2} \quad (II-47)$$

Reemplazando la Ec. (II-45) en la Ec. (II-47), se obtiene la Ec. (II-48), que representa el desplazamiento espectral.

$$S_d = \frac{S_1 T}{4 \pi^2} g \quad (II-48)$$

Para determinar el desplazamiento espectral para cualquier grado de amortiguamiento efectivo, en la Ec.(II-48), se incorpora el factor B de modificación de amortiguamiento. De esta manera, el desplazamiento de diseño y desplazamiento máximo queda definido por las Ecs. (II-49) y (II-50) respectivamente.

$$D_D = \left(\frac{g}{4 \pi^2} \right) \frac{S_{D1} T_D}{B_D} \quad (II-49)$$

$$D_M = \left(\frac{g}{4 \pi^2} \right) \frac{S_{M1} T_M}{B_M} \quad (II-50)$$

Otros parámetros que son importantes de estimar, son el desplazamiento total de diseño y el desplazamiento total máximo. Estos desplazamientos consideran la suma del desplazamiento horizontal y el desplazamiento producido por el giro que sufre el edificio ante la ocurrencia de una fuerza exyerna. A continuación se muestra la deducción de la expresión que permite estimar los desplazamientos totales para edificios de planta rectangular.

La torsión que sufre el bloque de la Fig (II-32) puede expresarse como el producto de la fuerza externa F_s y la excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigidez (e) con la Ec. II-51, y la fuerza que resiste el movimiento mediante el producto de la rigidez a la torsión (K_θ) y el giro θ (Ec.II-52).

$$T_s = F_s \cdot e \quad (II-51)$$

$$T_s = K_\theta \cdot \theta \quad (II-52)$$

La rigidez a la torsión se define como el producto de la rigidez del sistema K_{eff} y la inercia a la rotación del bloque soportado por el sistema de aislamiento (I_o), según la Ec. (II-53).

$$K_\theta = K_{eff} \cdot I_o \quad (II-53)$$

La fuerza externa F_s se definirse como el producto de la rigidez efectiva del sistema (K_{eff}) y el desplazamiento (D) según la Ec. (II-54).

$$F_s = K_{eff} \cdot D \quad (II-54)$$

Igualando las Ecs. (II-51) y (II-52), y reemplazando la Ec. (II-53) en la Ec. (II-52) y la Ec. (II-54) en la Ec. (II-51) se obtiene la Ec. (II-55).

$$K_{eff} I_o \theta = K_{eff} \cdot D \cdot e \quad (II-55)$$

Despejando de la Ec. (II-55) el ángulo de rotación del sistema queda definido por la Ec. (II-56).

$$\theta = \frac{D \cdot e}{I_o} \quad (II-56)$$

De la Fig. II-31, se deduce que el desplazamiento total del sistema está dado por la Ec. (II-57)

$$D_T = D + y \cdot \theta \quad (II-57)$$

Reemplazando la Ec. (II-56) en la Ec. (II-57) obtenemos el desplazamiento total D_T con la Ec. (II-58).

$$D_T = D \left(1 + y \frac{e}{I_o} \right) \quad (II-58)$$

Para el caso particular de una estructura rectangular la inercia a la rotación (I_o) está dada por la Ec. (II-59), y reemplazando su valor en la Ec. (II-58) se obtiene el desplazamiento total (Ec. II-60).

$$I_o = \frac{(a^2 + b^2)}{12} \quad (II-59)$$

$$D_T = D \left(1 + y \frac{12e}{(a^2 + b^2)} \right) \quad (II-60)$$

Finalmente, los desplazamientos totales de diseño y máximo se determinan con las Ecs. (II-61) y (II-62) respectivamente.

$$D_{TD} = D_D \left(1 + y \frac{12e}{(a^2 + b^2)} \right) \quad (II-61)$$

$$D_{TM} = D_M \left(1 + y \frac{12e}{(a^2 + b^2)} \right) \quad (II-62)$$

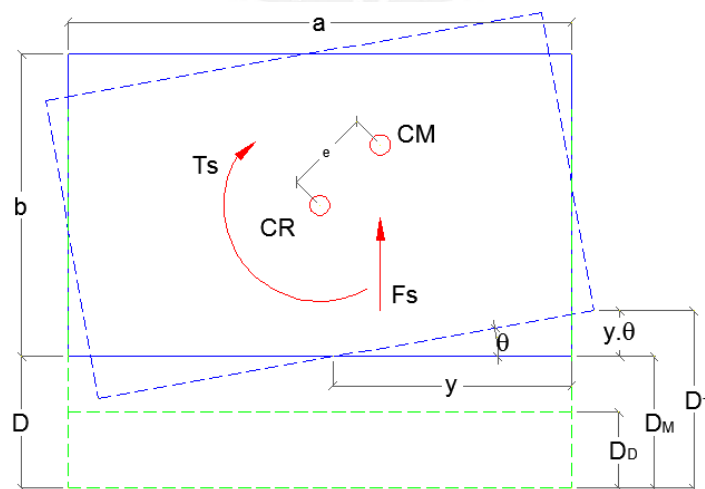


Figura II-32 Estimación del desplazamiento total

c. Fuerzas de diseño del sistemas de aislación y elementos estructurales en el nivel o bajo el sistema de aislación

El sistema de aislación, la cimentación y todos los elementos estructurales bajo el sistema de aislación se deben diseñar en forma conservadora, para resistir una fuerza sísmica lateral mínima V_b , calculada considerando la máxima rigidez efectiva del sistema según la Ec. (II-63).

$$V_b = K_{Dmáx} D_D \quad (II-63)$$

Es importante considerar, que la norma Chilena del 2014 (PrNCh2745, 2013) permite reducir la fuerza de diseño de la subestructura (V_b) con un factor de 1,5 para la cimentación y todos los elementos estructurales bajo el sistema de aislación, e igual a 1,0 para el sistema de aislación. Esto debido que se acepta la sobre resistencia intrínseca de los procedimientos de diseño utilizados.

d. Cálculo de las fuerzas de diseño de los elementos que componen la superestructura.

La fuerza de corte sobre el sistema de aislación V_s , se obtiene considerando un factor de modificación de la respuesta R_l de la siguiente manera:

$$V_s = \frac{K_{Dmáx} D_D}{R_l} \quad (II-64)$$

El factor de reducción de respuesta utilizado R_l para estructuras con aislación sísmica normalmente no supera el valor 2, para asegurar que la estructura permanezca elástica durante el sismo de diseño, antes de que el sistema de aislación sea activado. Factores mayores a 2 de R_l no son deseables, debido a que el movimiento de la estructura está controlado por pulsos de duración entre 2 s y 3 s, que podrían inducir grandes deformaciones inelásticas en la superestructura (PrNCh2745, 2013).

2.9.2 Diseño de aisladores de elastoméricos de alto amortiguamiento HDR, con núcleo de plomo (LRB) y de fricción (FP)

En el diseño de los aisladores sísmicos se calcula la rigidez del sistema de aislación (fijando un valor del periodo fundamental del sistema) con las Ecs. (II-38) a (II-41) y los desplazamientos de diseño, máximo y totales con las Ecs. (II-43), (II-44) (II-61) y (II-62). Para el cálculo de los desplazamientos de diseño, los códigos de diseño de aislamiento sísmico proporcionan el factor de modificación de amortiguamiento B . Una vez definidos estos parámetros, se define la geometría del aislador y se realizan las verificaciones para lograr que los dispositivos tengan una rigidez vertical adecuada y no sufran excesivas deformaciones, fallas por pandeo y daños por volteo.

Las Tablas I-1, I-2 y I-3 del Anexo 1 resumen el diseño de los aisladores de alto amortiguamiento (HDR), aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) y aisladores de fricción (FP) respectivamente.

Capítulo III : COMPARACIÓN ENTRE LA NORMA PARA AISLAMIENTO SÍSMICO NEHRP 2009 – FEMA P 750 Y Nch2745-2003

3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se compararán las principales exigencias y requisitos de análisis y diseño de edificios con sistemas de aislación sísmica en la base de los códigos de diseño NEHRP 2009 (FEMA P-750, 2009), Nch2745 -2003 y su actualización del 2013 (NCh2745-2003, 2003; PrNCh2745, 2013).

3.2 REQUISITOS GENERALES PARA EL EMPLEO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN

Ambas normas especifican requerimientos para el empleo del sistema de aislación, estableciendo condiciones para el medio ambiente, fuerzas de viento, resistencia al fuego, restricción de desplazamiento lateral, estabilidad debido a la carga vertical, fuerza de restitución lateral, inspección y reemplazo, estabilidad al volcamiento y control de calidad.

Respecto a las condiciones del medio ambiente consideradas por ambas normas, es importante considerar que las propiedades mecánicas de los aisladores pueden sufrir modificaciones debido a distintos factores tales como la temperatura, el envejecimiento, la contaminación, el ablandamiento por deformación, la velocidad y recorrido. Además, aunque se ha observado que las propiedades de los aisladores no sufren grandes cambios de rigidez horizontal y rigidez vertical, como por ejemplo en los aisladores sustituidos en el primer edificio aislado del mundo correspondiente a la Escuela Pastalozzi ubicado en Macedonia (40 años desde su instalación), los aisladores en contacto con el medio ambiente pueden sufrir fisuración (crack), que junto a otras condiciones pueden alterar el comportamiento de los sistemas de aislación (Gjorgjiev y Garevski, 2012). Las dos normas consideran este concepto de manera general, sin embargo, la norma AASHTO "Guide Specification for Seismic Isolation Design" de 1999, para el diseño de puentes con sistema de aislación sísmica, introduce los factores de modificación de propiedades mecánicas de los sistemas de aislamiento (λ). Estos factores se obtienen para cada uno de los efectos que pueden modificar las propiedades de cada tipo de aislador (temperatura, envejecimiento, contaminación, ablandamiento por deformación, velocidad y recorrido) y permiten modificar su rigidez efectiva (K_{eff}) y su resistencia característica (Q) (AASHTO, 2001).

Soto (2007) propone para la norma chilena de puentes con aislación sísmica (Soto, 2007), valores para $\lambda_{máx}$ de 1,5, para aisladores elastoméricos, 1,4, para aisladores de fricción, 1,3 para aisladores elastoméricos con núcleo de plomo y $\lambda_{mín}=1,0$ para todos los tipos de aisladores. Además, recomienda realizar un análisis de verificación con las propiedades mecánicas (K_{eff} y Q) reducidas al 90% ($\lambda_{mín}=0.9$), cuando los aisladores estén sometidos a temperaturas mayores de 35 °C en forma permanente.

Respecto al control de calidad del sistema de aislación, la actualización de la norma chilena de aislación sísmica del año 2013 (PrNCh2745, 2013), especifica que los ensayos de los aisladores deben ser ejecutados por laboratorios certificados que cumplan con los requisitos y exigencias de calibración ASTM E4, y aunque no se especifica el número de ensayos de obra es una buena práctica ensayar todos los aisladores que serán instalados en obra (Retamales, 2012). Por otra parte, la norma NEHRP 2009 especifica que se puede tomar como referencia a las normas ASTM D 4014 para cojinetes elastoméricos. Además, se deben desarrollar procedimientos especiales de inspección y pruebas de carga para verificar la calidad de fabricación para cada tipo de aisladores en cada proyecto.

La Tabla VI-1 del Anexo VI resume las similitudes y diferencias entre ambas normas.

3.3 REQUERIMIENTOS GENERALES PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL

Los requerimientos generales para el sistema estructural establecidos por ambas normas, se refieren a la distribución de la fuerza horizontal en altura, a las separaciones permitidas entre construcciones y a aquellas estructuras que no son edificaciones. Tabla IV-2 del Anexo IV compara los requerimientos mínimos que debe tener el sistema estructural de acuerdo a lo que establecen ambas normas.

3.4 REQUERIMIENTOS GENERALES PARA LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y COMPONENTES NO ESTRUCTURALES.

Ambas normas establecen requisitos específicos para las componentes que se encuentran ubicadas en el nivel dónde se ubica el sistema de aislamiento sísmico (interfaz de aislación) o sobre este, para las que cruzan la interfaz de aislación y para las que están por debajo de ella.

Las dos normas establecen que las fuerzas laterales de diseño de los elementos secundarios serán determinadas según los requisitos de las correspondientes normativas para base fija. La norma chilena para base fija (Nch433.Of1996, 2009) especifica en el Capítulo 8.3 las expresiones para el cálculo de las fuerzas laterales para los elementos secundarios. La norma americana ASCE/SEI 7-10 especifica en el Capítulo 13 las expresiones para el cálculo de las fuerzas y desplazamientos laterales de los componentes no estructurales. En el Perú, la norma de diseño sismo resistente E.030 y el proyecto de actualización de la misma norma liberado el 2014, determinan las expresiones del cálculo de las fuerzas sísmicas horizontales para los elementos no estructurales en el Capítulo 6.

Para el cálculo de las fuerzas de diseño de las componentes no estructurales en la interfaz de aislación o sobre ella, la norma NEHRP 2009 hace referencia a los capítulos 12 y 13 de la norma ASCE/SEI 7-10 y la norma Nch2745 del 2003 hace referencia al Capítulo 8.3 de la norma NCh433.Of96. Además, la norma Nch.2745 del 2013 es más específica, pues define la fuerza horizontal y vertical de diseño.

Las Tablas VI-2 y VI-III del Anexo VI compara los requerimientos establecidos por ambas normas.

3.5 MOVIMIENTO SÍSMICO DEL SUELO

Todos los códigos de diseño de sistemas de aislación revisados, coinciden en que los sistemas de aislamiento deben ser diseñados considerando dos sismos, el sismo de diseño (SD) que tiene por objetivo lograr que a superestructura permanezca esencialmente elástica ante la ocurrencia de este sismo y el sismo máximo posible (SM) que corresponde al máximo nivel de movimiento del suelo que puede ocurrir dentro del marco geológico conocido, y es usado para verificar que el sistema de aislación sea capaz de sostener las deformaciones y cargas correspondientes sin fallar. Así mismo, este sismo sirve para diseñar los sistemas que cruzan la interfaz de aislación, de tal manera, que estos elementos se puedan acomodar al desplazamiento que este sismo produce.

A continuación se examinan los principales parámetros que intervienen en la determinación del sismo de diseño y sismo máximo para el análisis y diseño de las edificaciones con aislación sísmica.

3.5.1 Espectro de pseudo aceleraciones de diseño

En general, es común que las normas de diseño sísmico consideren determinen el movimiento del suelo correspondiente al sismo de diseño mediante la generación un espectro de pseudo aceleraciones confeccionado para una razón de amortiguamiento crítico igual a 5%.

$$S_a(T) = Z \cdot I \cdot G_s(T) \cdot S_0(T) \quad (III-1)$$

El factor Z representa la aceleración que de la severidad el movimiento del suelo con una probabilidad de excedencia de un nivel dado a lo largo del tiempo que se considera de interés para medir su efecto. Generalmente se obtiene de estudios de peligro sísmico elaborados a partir de la sismotectónica, fuentes sismogénicas y la recurrencia sísmica en la zona. I es el factor de importancia de la edificación, $G_s(T)$ es el factor por clase de sitio y $S_0(T)$ es la función del espectro básico de diseño, que son una función del periodo estructural del edificio.

3.5.2 Factor de peligro sísmico o coeficiente de aceleración (Z)

El factor de aceleración (Z) se determina mediante estudios de peligro sísmico, los cuales representan la probabilidad de que un parámetro elegido para medir la severidad el movimiento del suelo (desplazamiento, velocidad, aceleración, magnitud, intensidad, etc.) supere un nivel dado a lo largo del tiempo que se considera de interés para medir su efecto (Herraiz, 1997). El peligro sísmico al estar referido a la ocurrencia de sismos en una región, generalmente se representa mediante mapas de aceleraciones elaborados a partir de la sismotectónica, fuentes sismogénicas y la recurrencia sísmica en la zona (Alva, 2009).

La mayor parte de los códigos o normativas en el mundo definen dos niveles de aceleraciones (según los estudios de peligro sísmico) para estimar la fuerza de diseño. El Nivel 1 ó estado límite de daño, pretende preservar en forma segura el desempeño de la estructura ante el sismo de diseño, y el Nivel 2 ó estado de seguridad a la vida, busca evitar que los edificios colapsen y generen pérdidas de vidas (Feng D *et al.*, 2012). Estos dos niveles son los que corresponden al sismo de diseño y sismo máximo posible considerado en las normas de diseño de los sistemas de aislación sísmica y son definidos mediante un nivel de probabilidad de excedencia en un periodo de tiempo llamado también periodo de retorno. La Tabla III-1 compara los periodos de retorno considerados por los distintos códigos de diseño.

Tabla III-1 Periodos de retorno (T_r) en los códigos de diseño de edificios con aislación sísmica

| Código | Límite de daño (Nivel 1) | Seguridad a la vida (Nivel 2) | Empleado para el diseño del sistema de aislación |
|---------------------------------------|-----------------------------|---|---|
| Norma E.030 | 475 | - | - |
| Normas americanas | | MCE _R | MCE _R |
| Nch. 2745 2003 | | - | 950 |
| CW 2012 | | - | 2500 |
| Italia 2008 | 50 | 475 | 975 |
| Japón 2000 PVG [cm/seg ²] | 25 (50*) | 50 (500*) | 2500* |
| China 2010 | 50 | 1600-2500 | - |
| Taiwan 2011 | - | 475 | 2500 |
| Periodo de retorno [años] | | Probabilidad de excedencia | |
| 50 | | 10% en 5 años | |
| 475 | | 10% en 50 años | |
| 950 – 975 | | 10% en 100 años | |
| 1600 | | 10% en 170 años | |
| 2500 | | 10% en 260 años \approx 2% en 50 años | |

*: Estimado, MCE_R

Objetivo de riesgo para el máximo movimiento del suelo considerado.

La mayor parte de códigos revisados determinan el sismo de diseño (Nivel 1) en forma probabilística para un periodo de retorno de 475 años existiendo mayor diferencia en el espacio de tiempo que define el nivel de intensidad para el sismo máximo posible (Nivel 2). Los códigos de Italia 2008 y de Chile NCh2745-2003, establecen como periodo de retorno un valor alrededor de 950 años. Este periodo de retorno, asociado al nivel de “seguridad a la vida” es el valor que establecían las ediciones del Structural Engineering Association of California (SEAOC), el Uniform Building Code (UBC) y el NEHRP antes de 1994 (BSSC, 1997). Los códigos de China 2010, Taiwan 2011 y CW2012, establecen como periodo de retorno un valor de 2500 años el cual fue establecido a partir de la edición del año 1997 del NEHRP, debido al cambio en la definición del nivel de “seguridad a la vida” por el de “evitar el colapso de las estructuras” ante el máximo sismo considerado (Maximum Considered Earthquake - MCE).

Solo en Japón el diseño se realiza considerando los valores pico de velocidad (PGV), y aunque no es oficial, se realiza una verificación del nivel del colapso a criterio de los diseñadores o propietarios, incrementando el nivel 2 en un 50% (Becker *et al.*, 2010; Pan *et al.*, 2005).

Respecto a la determinación del sismo máximo posible la forma más práctica consiste en amplificar el sismo de diseño mediante un factor (α), que depende del nivel de intensidad de fuerza sísmica asociado al sismo máximo posible, según la Ec. (III-2).

$$S_M(T) = \alpha S_D(T) \quad (\text{III-2})$$

La Tabla IV-4 del Anexo IV compara los valores de la aceleración del suelo para el sismo máximo de diseño SMD y el sismo de diseño SD establecido en las normas NEHRP 2009 y NCh2745-2003.

3.5.3 Comentarios a las normas americanas

En el año 1994, las ediciones de las normas del SEAOC, el NEHRP y el UBC definían como nivel de seguridad a la vida (Nivel 2) a un sismo con 10% de probabilidad de excedencia en 100 años (periodo de retorno $T_r = 950$ años) (BSSC, 1997). A partir de la edición del año 1997 el NEHRP *Recommended Provisions*, cambia la definición del nivel de “seguridad a la vida” por el de “evitar el colapso de las estructuras” ante el máximo sismo considerado (*Maximum Considered Earthquake* - MCE).

El sismo máximo probable (MCE) de la edición del NEHRP de 1997 se calculó con 2% de probabilidad de excedencia en 50 años ($T_r = 2475$ años), y aunque este sismo no es el sismo máximo con un nivel de peligro que puede ocurrir en una zona, es el sismo que puede generar las máximas fuerzas sísmicas que pueden ser consideradas con propósitos prácticos de diseño (BSSC, 1997).

El cambio en el nivel de aceleración para el sismo máximo probable que el NEHRP de 1997 adoptó, respondió a que la aceleración para un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años no era lo suficientemente conservador en la zona central y zona este de Estados Unidos, donde se espera que ocurran sismos con poca frecuencia. En consecuencia, la edición de 1997 incluyó los mapas de peligro sísmico con probabilidad uniforme, que fueron preparados por un grupo de investigadores del BSSC, USGS y el FEMA. Estos mapas representaban las aceleraciones espectrales para periodos de vibración de 0,2 seg (S_s) y 1,0 seg (S_1), que fueron obtenidos como la medida geométrica de dos componentes horizontales de los espectros de sismos registrados en Estados Unidos ($S_a\text{-geom} = \sqrt{S_1 \cdot S_2}$). (Dobry *et al.*, 2000).

Además, se reconoció que en zonas cercanas a fallas activas (distancia menor a 30 Km), es más apropiado determinar el máximo sismo en forma determinística basado en las características de magnitud de la falla. Por lo tanto, las aceleraciones de diseño se deberían obtener como el menor valor de aceleración calculada en forma probabilística y determinística.

Por otro lado, el cambio del nivel denominado “Seguridad a la Vida” por “Prevención al Colapso de estructuras” como estado límite, condujo a la introducción del factor seguridad al colapso igual a $2/3$ aplicado al MCE ($S_{MD} = \alpha \cdot S_D$, con $\alpha = 1.5$). Esto generó cambios significativos en los procedimientos de análisis y diseño de las estructuras diseñadas para este nivel (BSSC, 1997; FEMA 451, 2006; Judd y Charne, 2014). Por esta razón, la comunidad de ingenieros estructurales dividió sus opiniones debido a que algunos creían que el diseño realizado con un espectro de pseudo aceleraciones que considera el 2% de probabilidad de excedencia en 50 años ($T_r = 2475$ años) como nivel de peligro resultaba antieconómico; aducían que un diseño para este nivel de aceleración parecía extremadamente alto e injustificado, dada la baja probabilidad de que un sismo para este periodo de retorno se produzca dentro del periodo de vida de una estructura (Freeman y Searer, 2002).

Revisiones posteriores realizadas a la evaluación del peligro sísmico en Estados Unidos (Frankel *et al.*, 2000), indicaron que la relación de cambio para el nivel de aceleración para el sismo máximo de 10% a 2% de probabilidad de excedencia en 50 años no era constante en el territorio de Estados Unidos, siendo menor en las zonas con mayor actividad sísmica (1,5 en la zona occidental) y mayor en las zonas con menor actividad sísmica (variaciones de 2,0 hasta 5,0 en la zona central) (Frankel *et al.*, 2000). Este antecedente generó incertidumbre sobre la uniformidad de los niveles colapso de las estructuras, reconociéndose que la seguridad sísmica involucra el manejo de cuatro elementos básicos: peligro, exposición, vulnerabilidad y consecuencias.

El peligro que en ingeniería sísmica se relaciona con la posibilidad de los movimientos severos del suelo. La exposición en ingeniería estructural se refiere a la concentración de personas e infraestructuras en una región y espacio de tiempo. La vulnerabilidad en ingeniería estructural es una función del diseño estructural y de los métodos de construcción involucra la sensibilidad de los edificios, puentes y otras estructuras al peligro. Finalmente las consecuencias, que crecen con el colapso estructural se refieren al impacto que genera un sismo en términos de pérdidas de vidas, el tiempo de inactividad de las estructuras y daños monetarios. (Judd y Charne, 2014).

En el año 2009 las disposiciones del NEHRP del año 2003 fueron revisadas en el denominado “*Project 07*”, por el SDPRG, en un esfuerzo conjunto entre el BSSC, el FEMA y USGS. Como parte de esta revisión el SDPRG trabajó con el USGS para incorporar nueva datos de peligro sísmico en el USGS del 2008 y mejorar los criterios de determinación de movimiento del suelo de las disposiciones del NEHRP del 2009. Los trabajos del SDPRG produjo tres cambios importantes en la definición de las aceleraciones de diseño del suelo (FEMA P-750, 2009):

- i. La aceleración del suelo calculada en forma determinística y probabilística, fue redefinida para ser calculada tratando de estimar la aceleración máxima espectral para la mayor componente registrada, en lugar de la medida geométrica de movimiento del suelo (geoman).

- ii. La aceleración del suelo calculada en forma determinística, fue redefinida al 84th percentil de aceleración del suelo en lugar de la mediana de aceleración multiplicada por 1,5.
- iii. Se define como objetivo de riesgo probabilístico de la aceleración del suelo (*Risk-Targeted Probabilistic Ground Motions*) al valor de 1% de probabilidad de riesgo en 50 años.

a. Dirección para la aceleración máxima determinística y probabilística

Los sismos generan en el suelo un movimiento tridimensional, que con fines prácticos de ingeniería son captados y registrados con sensores de movimiento del suelo mediante tres componentes, dos componentes horizontales y una componente vertical. Sin embargo, las medidas registradas por los sensores pueden variar respecto a las intensidades reales de movimiento de suelo. Esta dependencia de la orientación de los sensores es más pronunciada para movimientos fuertemente correlacionados, tal como ocurre a menudo para períodos de 1 seg o mayores (Boore *et al.*, 2006).

Respecto al diseño de las estructuras, las psuedo aceleraciones especificadas en los códigos de diseño, se basan en la medida geométrica ("*geoman*") de las dos componentes horizontales registradas con los sensores de movimiento del suelo. Esto se debe a que las leyes de atenuación usadas para desarrollar los mapas de peligro sísmico, permiten estimar este valor. Sin embargo, la dirección de la máxima aceleración del suelo afecta la respuesta sísmica de las estructuras, predominantemente en la dirección de la componente más elevada (Judd y Charne, 2014).

La media geométrica (*geoman*) de los espectros de respuesta de las dos componentes horizontales ortogonales de movimiento del suelo, depende de la orientación de los sensores de movimiento, lo que implica que la medida registrada de intensidad puede diferir del movimiento real del suelo. Además, la dependencia de orientación de los sensores es más pronunciado para movimientos fuertemente correlacionados, tal como ocurre a menudo en períodos de 1 seg o más. Para resolver este problema David Boore *et.al* definieron dos formas de determinar la media geométrica. GMRotDnn, que usa el ángulo de rotación dependiente del periodo y GMRotlnn que usa el ángulo de rotación independiente del periodo (Boore, 2010). Ambas medidas se basan en el conjunto de medias geométricas (*geoman*) calculadas a partir de los movimientos horizontales ortogonales registrados, rotados a través de todos los posibles ángulos de rotación no redundantes. GMRotDpp es determinado como el percentil (ppth) del conjunto de medias geométricas (*geoma*) para un período dado de un oscilador de 1GDL. Por ejemplo, GMRotD00, GMRotD50 y GMRotD100 corresponden a los valores mínimos, mediana, y máximos, respectivamente. Las rotaciones que conducen a GMRotDpp dependen de período, mientras GMRotlpp usa una rotación que es independiente del período, el ángulo inicialmente se seleccionada para minimizar la dispersión de la media geométrica que depende de la rotación (normalizado por GMRotDpp) en el rango utilizable de períodos del oscilador de 1 grado de libertad.

GMRotI50 fue la medida de intensidad de movimiento del suelo inicialmente usado en el desarrollo de las ecuaciones de predicción de movimiento del suelo desarrolladas por el *Pacific Earthquake Engineering Center Next Generation Attenuation project*. Comparando los valores obtenidos con la media geométrica (geom) y la medida GMRotI50 se obtuvo diferencias menores a 3% (Boore, 2010). Los mapas de peligro sísmico con probabilidad uniforme propuestos por el USGS (2002) se calcularon usando leyes de atenuación calibradas para estimar la medida geométrica de las dos componentes horizontales ("geom"). Sin embargo, las aceleraciones espectrales para cualquier componente horizontal, particularmente en zonas cercanas a fallas pueden ser sustancialmente mayores que la media geométrica (Luco, 2007). En consecuencia, el USGS (2008) para eliminar el sesgo poco conservador en la estimación las aceleraciones de diseño y aproximar la aceleración de demanda espectral para la máxima dirección, ajustó sus mapas de peligro sísmico.

La máxima dirección de movimiento del suelo para un período estructural T , se define como la máxima pseudo aceleración de un sistema de 1 grado de libertad con período de vibración natural T , tomando en cuenta todas las rotaciones posibles en el plano horizontal. Es así, que para un registro de aceleración, la máxima dirección del movimiento está dada por la máxima pseudo aceleración de cada período estructural, calculado mediante la rotación sucesiva a 90° de las dos componentes ortogonales registradas en incrementos de 1° . Los dos componentes también se pueden combinar en una sola serie de tiempo que luego se hace girar a través de 180° (Boore, 2010). Alternativamente, la orientación de la máxima dirección, puede ser considerada determinando su orientación, mediante el trazo de una línea entre el origen de una gráfica de pseudo-aceleraciones para cada período estructural de dos componentes espectrales registradas y la máxima aceleración espectral calculada, tal como se muestra en la Fig. III-1 (Dak *et al.*, 2012).

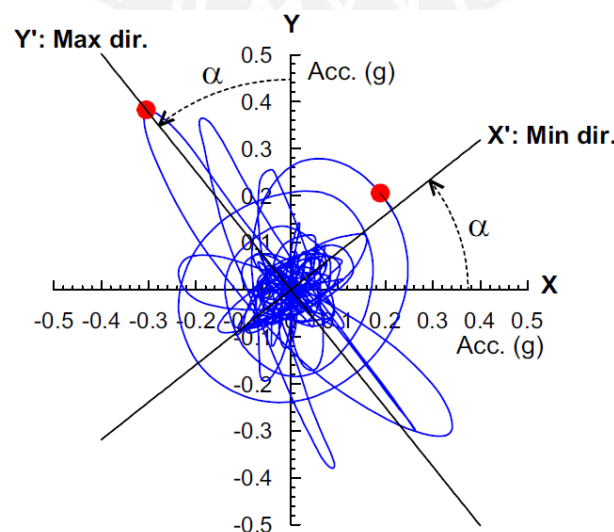


Figura III-1 Órbita de aceleración espectral de un oscilador de 1 GDL que define la demanda mínima y máxima

Para el campo cercano en el oeste de los Estados Unidos la forma simple de considerar la máxima dirección de movimiento del suelo fue calculando la relación entre la aceleración espectral máxima de las dos componentes horizontales registrados y la aceleración obtenida mediante la media geométrica de las dos componentes horizontales ("geoman"), (Judd y Charne, 2014).

Los mapas de peligro sísmico usados por los códigos NEHRP 2009 y ASCE/ SEI 7-10 contemplan los efectos de la máxima dirección sobre las aceleraciones de diseño, tomando como referencia el trabajo de Hung et.al (2008) y para estimar la aceleración para la máxima dirección en forma aproximada, amplifican las aceleraciones de los mapas de peligro sísmico (geoman) por el factor de 1,1 para periodos de vibración igual a 0,2 seg y 1,3 para periodos de vibración igual a 1,0 seg (FEMA P-751, 2012).

La Tabla III-2 muestra como ejemplo el cálculo de la razón entre la a aceleración espectral máxima (S_{amax}) de las dos componentes espectrales y la aceleración geoman ($S_{a_{geoman}}$) de un registro en Estados Unidos y la Tabla III-3 resume los valores medios para la relación $S_{amax} / S_{a_{geoman}}$ considerados en los códigos NEHRP 2009 y ASCE/ SEI 7-10 (Luco y Kircher, 2007).

Tabla III-2 Comparación Geoman y Máxima dirección de respuesta espectral (Luco y Kircher, 2007)

| Dirección | | Respuesta espectral | |
|---|--|---------------------|---------|
| | | 0,2 seg | 1,0 seg |
| Componente 1 | S_{a1} | 0,58 | 0,44 |
| Componente 2 | S_{a2} | 0,63 | 0,61 |
| Geoman | $\bar{S}_a = \sqrt{S_{a1} \cdot S_{a2}}$ | 0,60 | 0,52 |
| Máximo | $S_{m\acute{a}x}$ | 0,63 | 0,61 |
| Ratio Máximo/geoman $S_{m\acute{a}x} / \bar{S}_a$ | | 1,05 | 1,17 |

Tabla III-3 Ratios Aceleración máxima / geoman (Kircher *et al.*, 2009)

| Periodo | Todos los registros | | | | Relación basada en la relación Máximo/geoman |
|---------|---------------------|-------------|------------------|-------------|--|
| | Mediana | Valor medio | 84 th | Valor | |
| 0 | 1 | 1,1 | 1,8 | 2,0=1,1x1,8 | Magnitudes M > 6,5 |
| 0,05 | 1 | | 1,8 | | Distancia de ruptura < 15 Km |
| 0,10 | 0,9 | | 1,7 | | Dirección promedio de todos los registros |
| 0,20 | 0,9 | | 1,7 | | Respuesta al 84 th percentil |
| 0,30 | 1 | | 1,9 | | Factor de 1,8=2,0/1.1 del valor medio para periodos menores a 1,0 seg. |
| 0,50 | 1,2 | | 2,1 | | Factor de 1,8=2,3/1.3 del valor medio para periodos mayores a 1,0 seg. |
| 1,0 | 1,3 | 1,3 | 2,3 | 2,3=1,3x1.8 | Respuesta determinística igual al 84 th percentil=1,8xvalor medio |
| 2,0 | 1,3 | | 2,3 | | |
| 3,0 | 1,4 | | 2,6 | | |
| 4,0 | 1,4 | | 2,7 | | |

b. Objetivo de riesgo probabilístico del suelo (*Risk-Targeted Probabilistic Ground Motions*)

En la edición de la norma NERHP del año 2009, la definición del nivel de peligro sísmico cambia de 2% de probabilidad de excedencia en 50 años a 1% de objetivo de riesgo de colapso en 50 años. Estas disposiciones buscaron mejorar las condiciones de diseño sísmico de las estructuras a fin de lograr un nivel más uniforme de prevención al colapso. De esta manera, se consideró que los efectos más desfavorables que pueden generar los sismos pueden ocurrir en cualquier dirección (forma aleatoria), lo cual hace casi imposible la estimación precisa de la pseudo aceleración espectral que ocurrirá en el futuro en una zona, o la aceleración del suelo que causará el colapso de la estructura. Además, sumado a la forma aleatoria de los movimientos del suelo existen otros factores, tales como la variabilidad de la resistencia de materiales y la calidad de la mano de obra, los cuales hacen difícil predecir con precisión el colapso de las estructuras siendo también incertidumbres que poseen los modelos que emplean los ingenieros para estimar la respuesta sísmica de las estructuras (FEMA P-749, 2010).

Considerando estos criterios, las normas norteamericanas aceptaron que era posible desarrollar una estimación probabilística de la aceleración del suelo que puede ocasionar el colapso de la estructura mediante la llamada "función de fragilidad". Esta función se definió mediante dos parámetros: la probabilidad del colapso para un valor particular de la aceleración espectral y la dispersión, que es una medida de la incertidumbre asociada con la evaluación de la vulnerabilidad al colapso. De esta manera, el riesgo de que una estructura colapse es el resultado de multiplicar la fragilidad y el peligro sísmico en de la zona donde se encuentra ubicada la estructura.

En forma matemática, combinando las dos funciones (convolución de la fragilidad y el peligro sísmico), se calcula la probabilidad de que la estructura colapse en un periodo determinado de tiempo.

En Estado Unidos la vulnerabilidad al colapso se basa en modelos analíticos e incorpora 3 supuestos:

- i) La curva de fragilidad (matemáticamente, la probabilidad de colapso frente a la aceleración espectral) se describe mediante una función de distribución acumulativa (CDF).
- ii) Estudios analíticos sugieren que esta distribución es apropiada (Ibarra y Krawinkler, 2005). En consecuencia, la curva de fragilidad puede ser definida por dos puntos de la curva, o un punto en la curva y la pendiente de la curva (desviación estándar logarítmica, o dispersión, β).
- iii) Aceptablemente un nivel bajo de probabilidad de colapso puede ser interpretado para ser inferior a un 10% de probabilidad de colapso bajo los movimientos de tierra (MCE). Consecuentemente, el nivel de confianza para el nivel de colapso es $Q=10\%$
- iv) La dispersión, β se estima en 0,8 incluyendo todas las incertidumbres.

Los estudios analíticos realizados durante el desarrollo de FEMA P-695 y otras investigaciones constituyen la base de estas condiciones (Ibarra y Krawinkler, 2005; Judd y Charne, 2014; Luco *et al.*, 2007).

Para determinar las aceleraciones correspondiente al riesgo objetivo de 1% en 50 años, el NEHRP del 2009 incorporó los denominados coeficientes de riesgo (CR), que son factores que multiplicados a la máxima aceleración del suelo (MCE), permiten calcular la aceleración con una determinada probabilidad de colapso en un determinado periodo de tiempo. La máxima aceleración del suelo se obtuvo de los mapas USGS del 2008 (MCE) calculadas con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años, que consideraban además, los efectos de la máxima dirección.

Según el NEHRP del 2009, los coeficientes de riesgo (CR) podían ser estimados de dos maneras: i) obteniéndose de los mapas publicados en el NEHRP 2009, y ii) mediante el cálculo analítico sugerido por Luco que se resume en la Tabla III-4 (Luco *et al.*, 2007).

En el NEHRP del 2009 la pseudo aceleración máxima de diseño calculada para un objetivo de riesgo de 1% en 50 años, se determinaba como el mínimo valor de la pseudo aceleración calculada en forma probabilística y la pseudo aceleración calculada en forma determinística (1,8 del valor medio en las zonas cercanas a fallas), tal como se muestra en la Fig. III-2.

Es importante considerar que los mapas del ASCE SEI/7-10 (ASCE/SEI7-10, 2010; FEMA P-751, 2012) han incorporado el coeficiente de riesgo y han integrado la pseudo aceleración probabilística y determinística para la máxima dirección. Por lo tanto, los valores de la aceleración máxima presentados en sus mapas son equivalentes a los calculados considerando las especificaciones del NEHRP del 2009 (FEMA P-751, 2012).

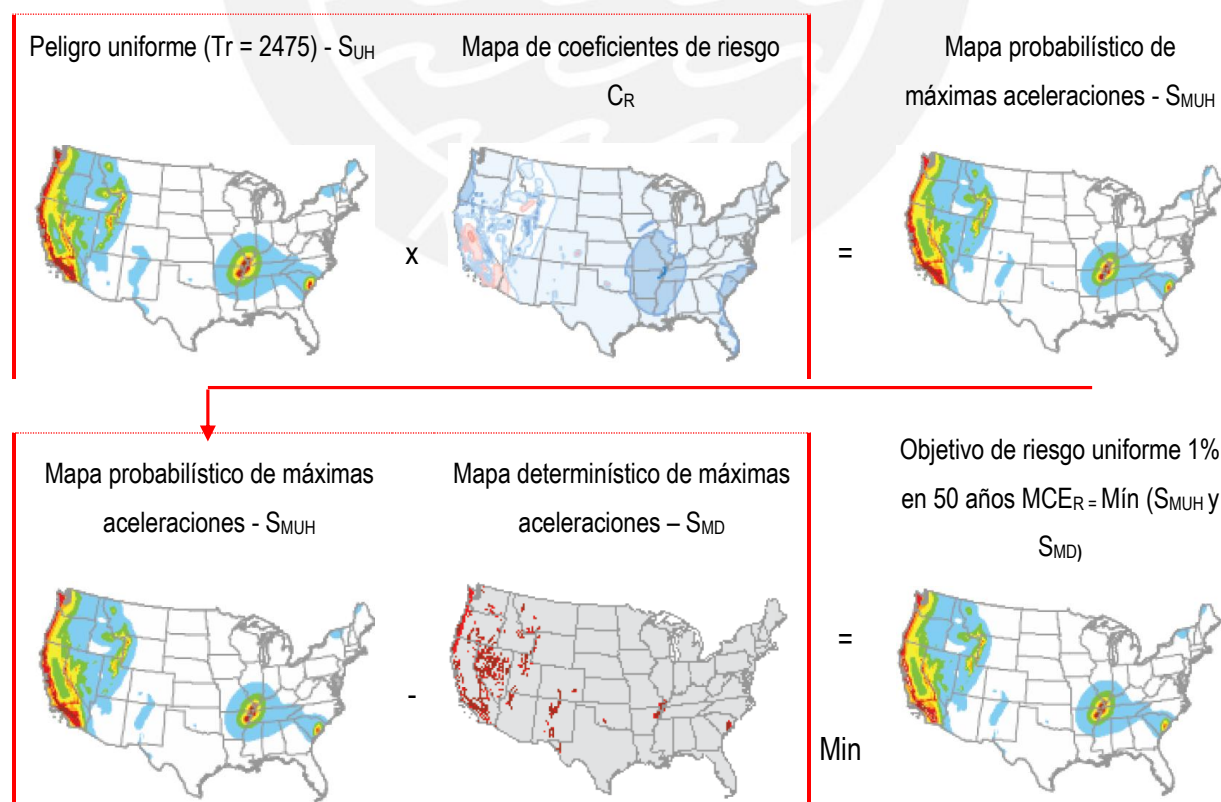
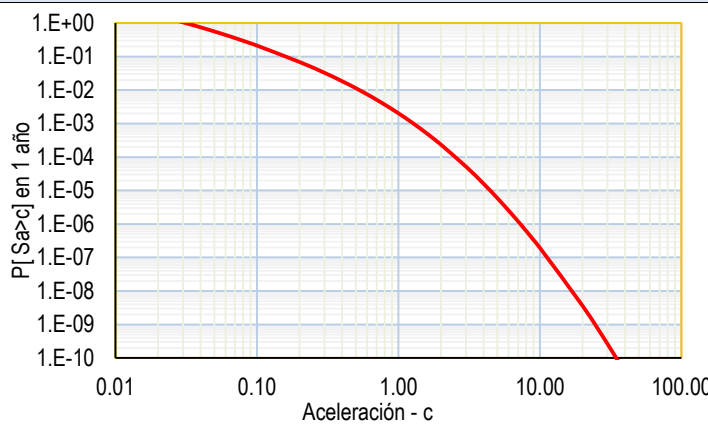
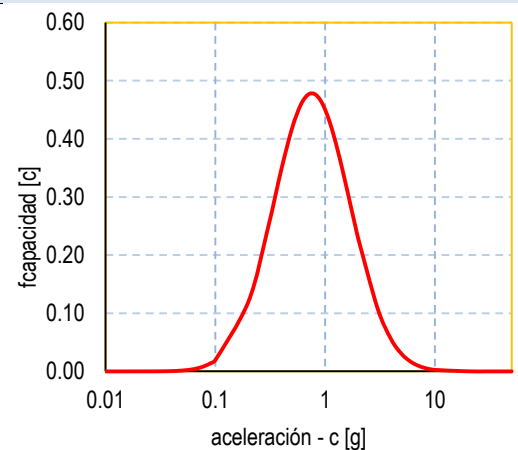
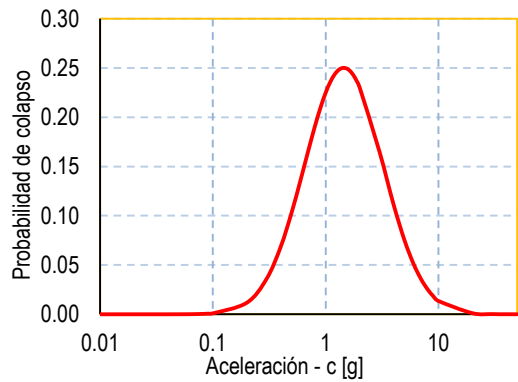


Figura III-2 Cálculo de la aceleración máxima para 1% de objetivo de riesgo en 50 años

Tabla III-4 Curva de fragilidad al colapso para una estructura (Luco *et al.*, 2007).

| Peligro sísmico | |
|--|--|
|  | <p>El peligro sísmico representa las máximas aceleraciones de movimiento del suelo que se pueden presentar en una determinada zona.</p> <p>En Estados Unidos los valores de aceleración han sido amplificados por un factor de 1,1 para periodos de 0,2 seg y de 1,3 para periodos de 1,0 seg para aproximar las aceleraciones a la dirección máxima.</p> |
| Fragilidad estructural | |
|  | $f_{\text{capacidad}}(c) = \frac{\text{PDF}}{c \beta} = \phi \left[\frac{\ln(c/c_{10\%}) + \beta \phi^{-1}(Q)}{\beta} \right] \frac{1}{c \beta} \quad (\text{III-3})$ <p>Q : Nivel confidencia para el nivel de colapso $Q=10\%$ $\phi^{-1}(Q) = -1.28$. β es la incertidumbre en la capacidad de colapso ($\beta = 0.8$ según el USGS), $C_{10\%}$ es el 10th percentil de capacidad de colapso, aceptándose que una capacidad baja de colapso es menor a 10% de probabilidad de colapso bajo el máximo movimiento del suelo (MCE). La $f_{\text{capacidad}}$ representa la Derivada de la curva de fragilidad</p> <p>ϕ: es la distribución estándar normal (PDF) $\phi[.] = \frac{e^{-\frac{[.]^2}{2}}}{\sqrt{2\pi}}$</p> |
| Riesgo Uniforme = Peligro sísmico * Fragilidad estructural | |
| <p>Curva de probabilidad uniforme para la máxima dirección $P[Sa > c]$</p>  | <p>El riesgo se representada por el área bajo la curva integral</p> $P[\text{Colapso}] = \int_0^{\infty} P[Sa > c] \cdot f_{\text{capacidad}}(c) d(c) \quad (\text{III-4})$ $P[\text{Colapso en } Y \text{ años}] = 1 - (1 - P[\text{Colapso}])^Y \quad (\text{III-5})$ <p>Para las normas americanas el área debe ser igual 1% para $Y = 50$ años</p> |

c. 84th percentil para la aceleración del suelo calculada en forma determinista

En zonas cercanas a fallas, es más apropiado determinar las aceleraciones de diseño en forma determinista, sobre todo para períodos largos. Los estudios realizados Huang et al. (2008) determinaron que usar el 84th percentil, para estimar la aceleración máxima de diseño considerando el efecto de la máxima dirección, en zonas de fuentes activas era más apropiado. El 84th percentil representa el valor medio más una desviación estándar para las relaciones $S_{am\acute{a}x}/S_{ageoman}$. Los valores medios de la relación $S_{am\acute{a}x}/S_{ageoman}$ en Estados Unidos fueron de 1,1 para periodos menores a 1,0 seg y 1,3 para periodos mayores a 1,0 seg, y los valores medios más una desviación estándar fueron de 2,0 para periodos menores a 1,0 seg y 2,3 para periodos mayores a 1,0 seg. En consecuencia el USGS, usó una simplificación considerando que los valores medios de las aceleraciones de diseño calculados en forma determinística, podían ser calculados considerando el 180% de los valores medios ($2,0=1,8 \times 1,1$ y $2,3=1,8 \times 1,3$). Tomando en cuenta estas relaciones y considerando que en Estados Unidos las aceleraciones del suelo siguen distribuciones de probabilidad del tipo log normal, el BSSC decidió definir como aceleración de diseño determinístico al 84th-percentil, con los límites mínimos de $S_s=1,5$ g y $S_1=0,6$ g. La Tabla III-3 resume en cálculo del factor 1,8 adoptado (FEMA P-751, 2012).

3.5.4 Comentarios a la actualización de la norma peruana E.030

Este proyecto contempla cambios importantes en la zonificación sísmica, la cual comprende cuatro zonas con una aceleración máxima del suelo que se ha incrementado de 0,40g a 0,45g. Adicionalmente se ha incorporado una lista con los distritos y las aceleraciones de diseño para mayor precisión.

3.5.5 Propuesta para las aceleraciones de diseño para la norma de aislamiento en el Perú

En este trabajo se ha obtenido las aceleraciones para dos niveles de diseño. El nivel 1 relacionado con el Límite de daño, el cual se define con la aceleración de diseño (S_D) para un 10% de probabilidad excedencia en 50 años ($T_r=475$ años) y el nivel 2 relacionado con el “Colapso de la Estructura”, definido como la aceleración para un objetivo de riesgo de 1% en 50 años (S_M) considerando además, el efecto de la máxima dirección. En la determinación de la aceleración máxima se consideró la metodología adoptada por el NEHRP (Luco *et al.*, 2007) cuyo procedimiento se describe a continuación.

a. Determinación de la aceleración de diseño

Las curvas de peligro uniforme fueron obtenidas realizando un estudio de peligro sísmico, considerando la información del estudio de Gamarra et.al (2009) (Aguilar y Gamarra, 2009). En este estudio se consideraron 20 fuentes sismogénicas, 6 fuentes de subducción – interface (F1-F6), 8 fuentes de subducción intraplaca (F7-F14) y 6 fuentes continentales (F15–F20).

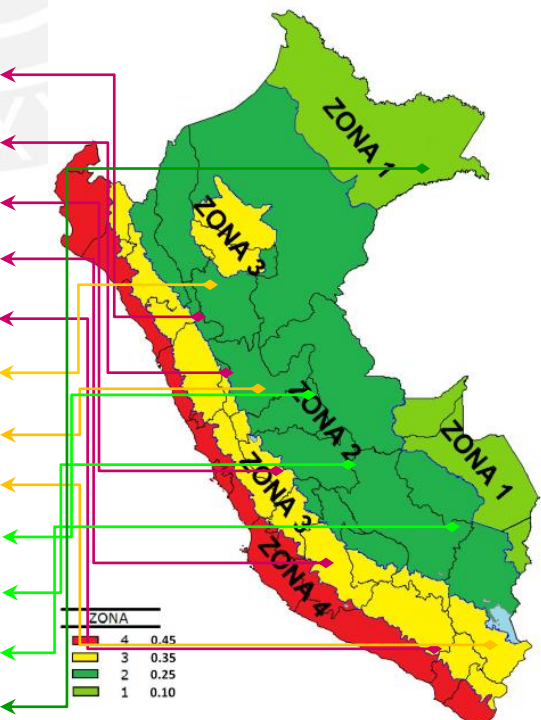
Se usaron las leyes de atenuación de Atkinson y Boore (2003), Young. Et al (1997), Zhao et.al (2006) y Cismid - Chávez, J. (2006) para las fuentes de subducción interface e intraplaca y (Sadigh *et al.*, 1997) para las fuentes continentales propuestas (Atkinson y Boore, 2003; Chávez A *et al.*, 2007; Young *et al.*, 1997; Zhao *et al.*, 2006). Estas leyes fueron propuestas por Arango et.al (2012) para las zonas de subducción en Perú y Chile (Arango M. C. *et al.*, 2012). La descripción de las leyes usadas se detalla en el Anexo II.

En el estudio del peligro sísmico, se usó el software CRISIS 2007 considerando una velocidad media de onda de corte de 760 m/seg (que es la velocidad considerada en el cálculo del peligro sísmico de Estados Unidos). De esta manera, se calcularon las curvas de peligro de probabilidad uniforme de 11 ciudades (Tabla III-5) agrupadas según las zonas sísmicas del proyecto de la norma E.030 del 2015.

Para proponer las aceleraciones del espectro de diseño de los edificios con aislación sísmica, se realizó una comparación entre el espectro de diseño del proyecto de norma E.030 (2015) y los espectros de probabilidad uniforme obtenidos con tres modelos para las fuentes de subducción. El primer modelo consideró con la ley de atenuación de Young et.al (1997). El segundo modelo llamado "Principal", se obtuvo con el promedio de las leyes de atenuación (Atkinson y Boore, 2003; Chávez A *et al.*, 2007; Young *et al.*, 1997; Zhao *et al.*, 2006). El tercer modelo llamado "Pesos" (calculado con factores de 0,20 para la leyes de Atkinson y Boore (2003) y Cismid – Chávez (2007), 0,35 para la ley de Zhao et.al (2006) y 0,25 para la ley de Young et,al (1997)). Para los tres modelos se empleó la ley de atenuación de Sadight et.al (1997) para las fuentes continentales.

Tabla III-5 Ciudades consideradas para el cálculo de las curvas de peligro sísmico.

| Zona | Ciudad | Departamento | Longitud | Latitud |
|------|-----------|--------------|----------|---------|
| 4 | Trujillo | La Libertad | -8.10 | -79.02 |
| | Casma | Ancash | -9.50 | -78.35 |
| | Lima | Lima | -12.08 | -77.00 |
| | Ica | Ica | -14.02 | -75.48 |
| | Camaná | Arequipa | -16.30 | -73.00 |
| 3 | Cajamarca | Cajamarca | -7.15 | -78.50 |
| | Huaraz | Ancash | -9.53 | -77.53 |
| | Arequipa | Arequipa | -16.30 | -71.60 |
| 2 | Huánuco | Huánuco | -9.92 | -76.23 |
| | Huancayo | Junín | -12.08 | -75.21 |
| | Cuzco | Cuzco | -13.51 | -71.96 |
| 1 | Iquitos | Loreto | -13.51 | -71.96 |



Mapa de Perú mostrando las zonas sísmicas 1, 2, 3 y 4. Las zonas están coloreadas: Zona 1 (verde), Zona 2 (amarillo), Zona 3 (naranja) y Zona 4 (rojo). Las ciudades de la tabla están marcadas con flechas que indican su ubicación en el mapa.

En el Anexo II detalla el estudio de peligro sísmico realizado en este trabajo y muestra los espectros de probabilidad uniforme obtenidos para los modelos de Young et.al (1997), el modelo Pesos y el modelo Principal para las zonas 4, 3 y 2.

Las Figs. III-3 a III-6 comparan los espectros de peligro uniforme obtenidos con la ley de Young et,al 1997, el modelo Promedio, el modelo Pesos y el espectro de diseño de la norma E.030 del 2015.

Es claro que espectro de diseño del proyecto de actualización de la norma E.030 en cada zona, es una envolvente de las curvas de peligro sísmico uniforme calculados en este trabajo. Por este motivo, es razonable representar el peligro sísmico de una determinada zona con un solo espectro. Por lo tanto, se propone que las aceleraciones para un periodo $T=0,2$ seg (S_{SUH}) sean las ordenadas espectrales del proyecto de norma E.030 y que las ordenadas espectrales para $T=1,0$ (S_{1UH}) sean las ordenadas espectrales del modelo Promedio, como se resume en la Tabla III-6.

Es importante considerar que los valores espectrales representan la media geometría denominada geoman ($S_a=\sqrt{S_{a1} \times S_{a1}}$), los cuales serán amplificados por los factores calculados en la siguiente sección para considerar la máxima aceleración por efecto de la dirección.

Tabla III-6 Aceleraciones de diseño propuestas para la norma de aislamiento en el Perú.

| Zona | Aceleraciones (geoman) | | |
|------|------------------------|----------------------|----------------------|
| | PGA | S_{SUH} - 0,20 seg | S_{1UH} - 1,00 seg |
| Z4 | 0.45 | 1.13 | 0.45 |
| Z3 | 0.35 | 0.88 | 0.35 |
| Z2 | 0.25 | 0.63 | 0.27 |
| Z1 | 0.10 | 0.25 | 0.10 |

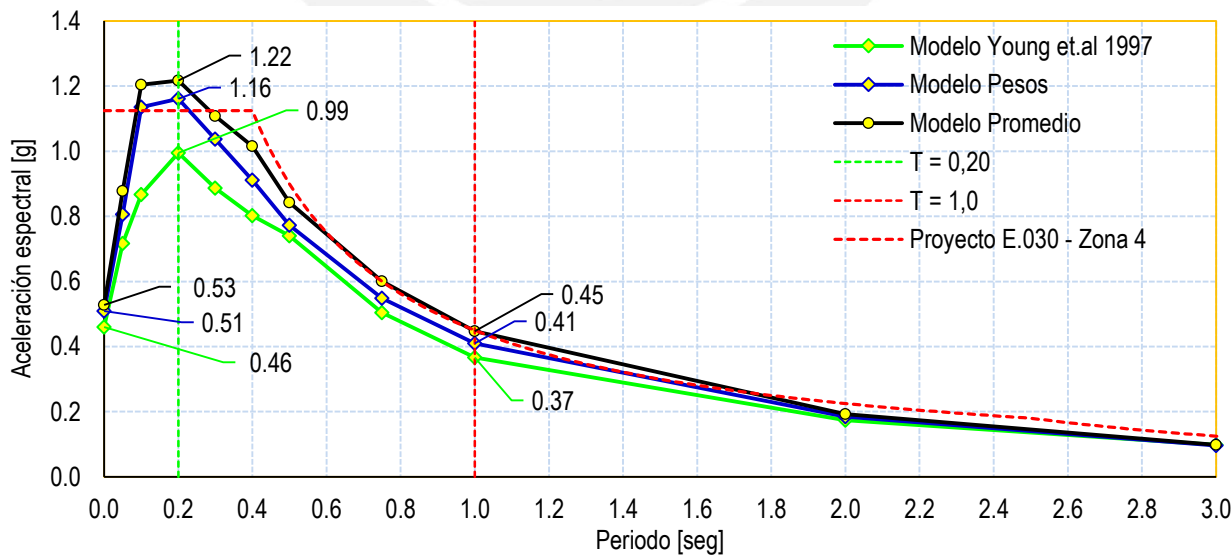


Figura III-3 Curvas de probabilidad uniforme promedio para las ciudades de la zona 4

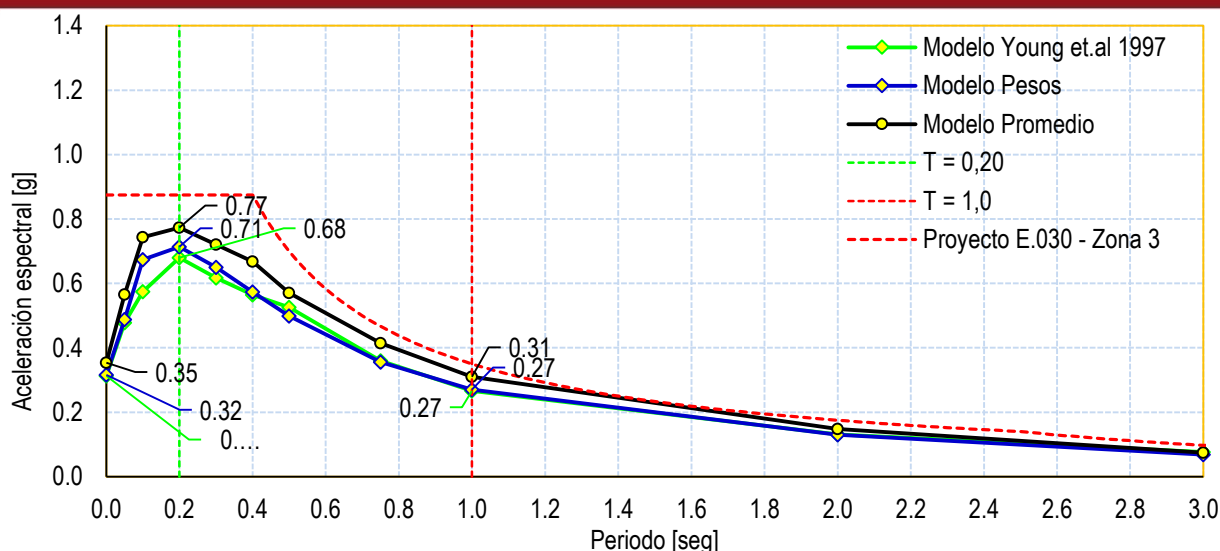


Figura III-4 Curvas de probabilidad uniforme promedio para las ciudades de la zona 3

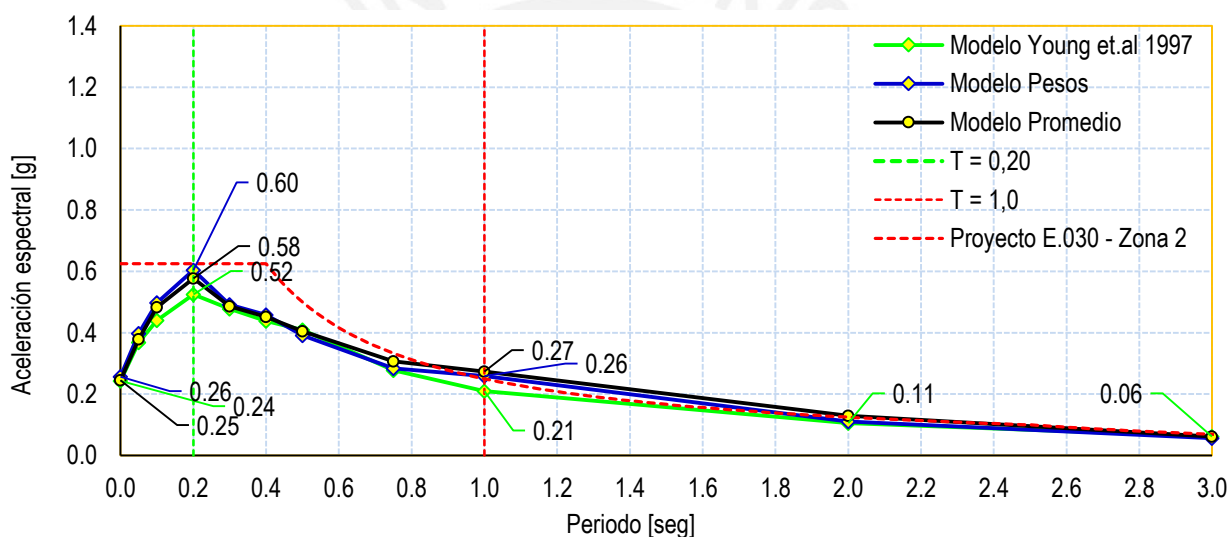


Figura III-5 Curvas de probabilidad uniforme promedio para las ciudades de la zona 2

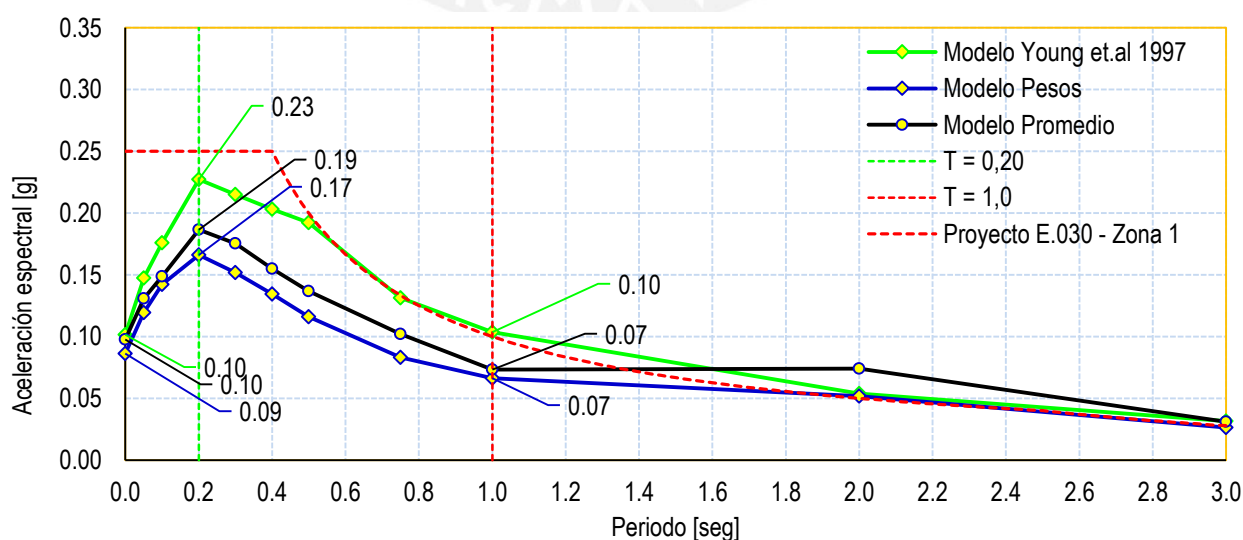


Figura III-6 Curvas de probabilidad uniforme promedio para las ciudades de la zona 1

b. Determinación de la aceleración para la máxima dirección

Para obtener la máxima aceleración considerando el efecto de la dirección, se ha determinado la relación máxima aceleración ($S_{am\acute{a}x}$) / geoman, usando 17 señales sísmicas (34 registros) de aceleraciones. Las 17 señales han sido seleccionados para magnitudes M_w , M_s , M_L ó $M_w > 6.0$, profundidades menores a 40 Km. Además, las señales han sido agrupadas en dos tipos de suelo (S_1 y S_2) según el ajuste de sus espectros de respuesta al espectro de diseño para cada tipo de suelo, según el proyecto de norma E.030 del 2015 (Figs. III-7 y III-8). La Tabla III-7 resume los registros usados y el periodo predominante para cada señal sísmica.

Tabla III-7 Registros seleccionados para calcular el ratio $S_{am\acute{a}x}$ /geoman

| Tipo de suelo | Estación | Clave | Fecha | Localización de estación | Magnitud | Periodo predominante T_m | |
|---------------|-------------------------------------|--------|-----------------------|--------------------------|------------|----------------------------|------|
| | | | | | | E-W | N-S |
| S1 | Parque de la reserva | PRQ | 17 de octubre de 1966 | Lima | $M_s=7,75$ | 0.22 | 0.23 |
| | Parque de la reserva | PRQ | 31 de mayo de 1970 | Lima | $M_s=7,80$ | 0.25 | 0.27 |
| | Parque de la reserva | PRQ | 3 de octubre de 1974 | Lima | $M_b=6,2$ | 0.32 | 0.28 |
| | Surco | SCO | 3 de octubre de 1974 | Lima | $M_s=7,6$ | 0.35 | 0.32 |
| | Alberto Giesecke Matto | TAC2 | 13 de junio de 2005 | Tacna | $M_w=7,8$ | 0.27 | 0.31 |
| | Jorge Alva Hurtado | CSM | 15 de agosto de 2007 | Lima | $M_w=7,9$ | 0.28 | 0.22 |
| | Tacna | TAC | 6 de mayo de 2010 | Tacna | $M_w=6,2$ | 0.31 | 0.32 |
| | La Molina | MOL | 15 de agosto de 2007 | Lima | $M_w=8,0$ | 0.183 | 0.19 |
| | Zarate | ZAR | 5 de enero de 1974 | Lima | $M_w=6,5$ | 0.14 | 0.14 |
| | Moquegua | MOQ | 6 de mayo de 2010 | Moquegua | $M_w=6,2$ | 0.35 | 0.28 |
| S2 | La Yarada | LYA | 06 de Mayo del 2010 | Tacna | $M_w=6,20$ | 0,63 | 0,40 |
| | Consejo departamental de Lima - CIP | CDLCIP | 15 de Agosto del 2015 | Lima | $M_s=7,80$ | 0,54 | 0,40 |
| | César Vizcarra Vargas | MOQ1 | 23 de Junio del 2001 | Moquegua | $M_w=8,3$ | 0,53 | 0,52 |
| | Jorge Basadre Grohmann | TAC1 | 1 de Abril del 2014 | Tacna | $M_w=8,2$ | 0,46 | 0,51 |
| | | CSM | 02 de Abril del 2014 | Tacna | $M_w=7,6$ | 0,51 | 0,51 |
| | | TAC1 | 16 de Marzo del 2014 | Tacna | $M_w=6,7$ | 0,62 | 0,67 |
| | Alberto Giesecke | TAC2 | 1 de Abril del 2014 | Tacna | $M_w=8,2$ | 0,60 | 0,55 |

De las 34 registros seleccionados se ha calculada la relación $S_{am\acute{a}x}$ /geoman, los cuales se resumen en la Tabla III-9, y como ejemplo se muestra en la Tabla III-8 y la Fig. III-9 el cálculo de la relación $S_{am\acute{a}x}$ /geoman para el sismo del 17 de Octubre de 1966.

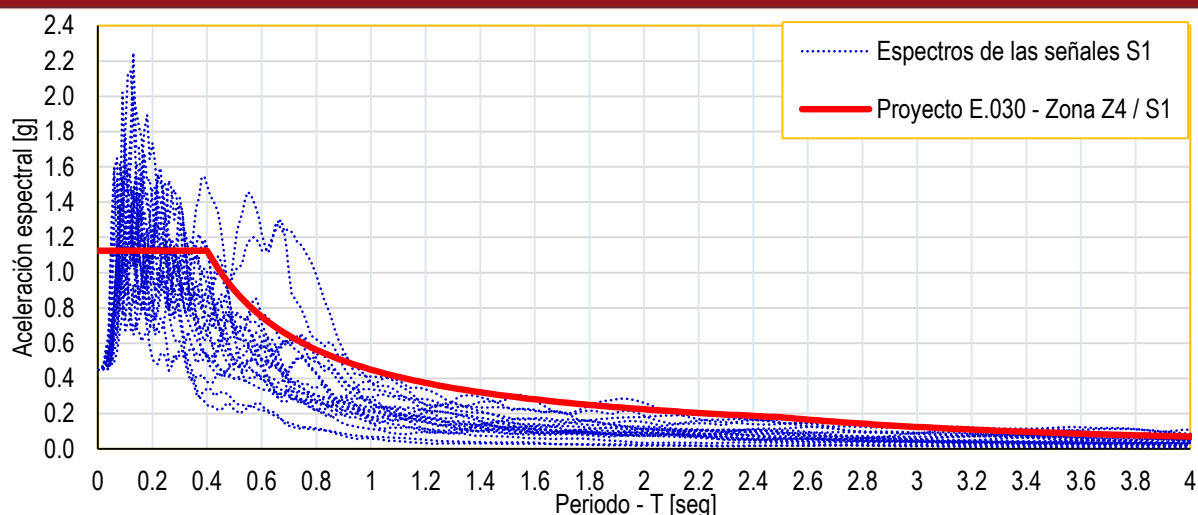


Figura III-7 Espectros de las señales y el espectro del proyecto de norma E.030 / Suelo S1 – Zona 4

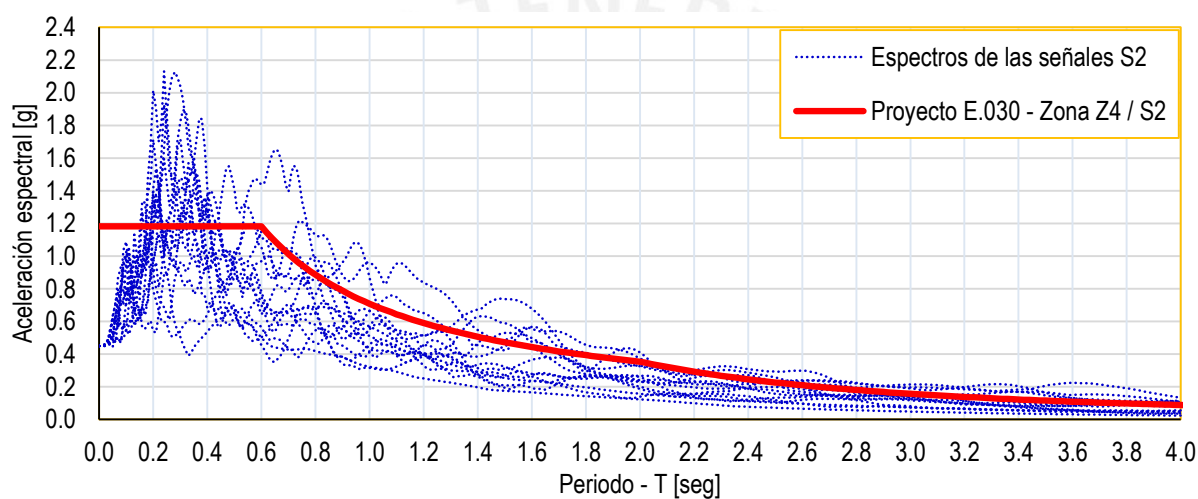


Figura III-8 Espectros de las señales y el espectro del proyecto de norma E.030 / Suelo S1 – Zona 4

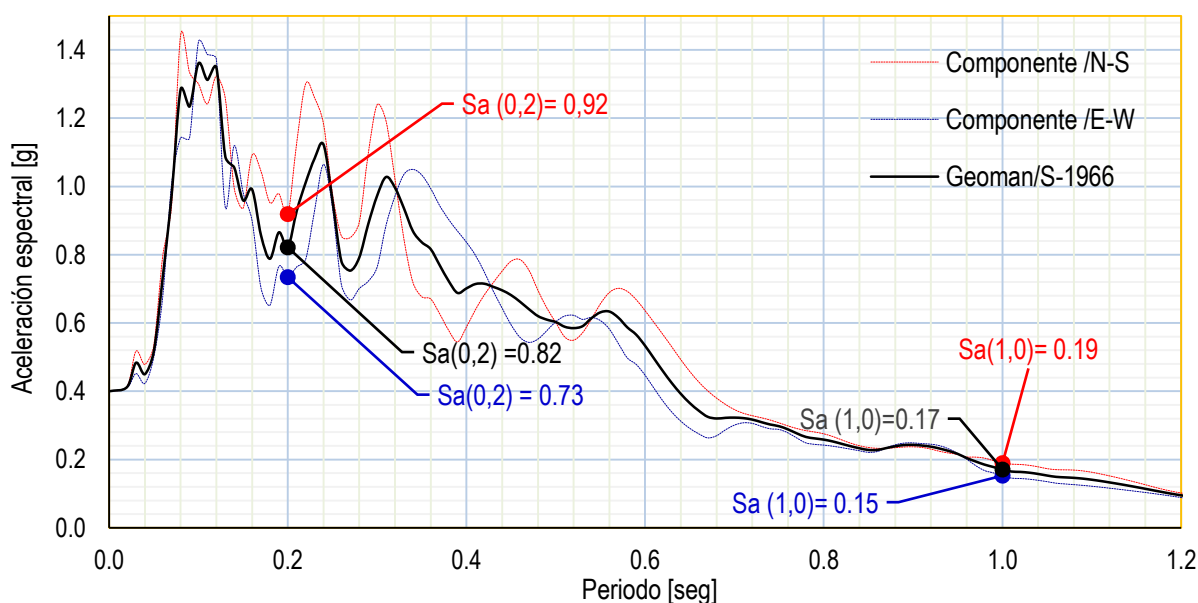


Figura III-9 Espectros para las componentes N-S/E-W y Geoman - Sismo de Octubre de 1966

Tabla III-8 Cálculo de relación $S_{a_{\max}}$ /geoman - Sismo de Octubre del 1966.

| Dirección | Periodos estructurales | |
|------------------------|------------------------|---------|
| | 0,2 seg | 1,0 seg |
| Componente/ E-W | 0,73 | 0,15 |
| Componente/ N-S | 0,92 | 0,19 |
| Geoman/ S-1966 | 0,82 | 0,17 |
| Máximo | 0,92 | 0,19 |
| Relación Máximo/geoman | 1,12 | 1,12 |

Tabla III-9 Relación $S_{a_{\max}}$ /geomán para todos los registros

| Periodo T [seg] | Ratio S1 | Ratio S2 | Desviación estándar P(.84) - S1 | Desviación estándar P(.84) - S2 | Promedio S1 | Promedio S2 | Promedio S1 y S2 | Desviación estándar P(.84) / S1 y S2 | Promedio S1 y S2 + P(.84) | Promedio |
|--------------------|-------------|-------------|---------------------------------------|---------------------------------------|----------------|----------------|---------------------|---|---------------------------------|----------|
| 0.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 1.18 | 1.13 | 1.16 | 0.00 | 1.00 | 1.19 |
| 0.05 | 1.14 | 1.07 | 0.23 | 0.06 | | | | 0.05 | 1.16 | |
| 0.10 | 1.22 | 1.11 | 0.27 | 0.12 | | | | 0.08 | 1.24 | |
| 0.15 | 1.20 | 1.19 | 0.19 | 0.08 | | | | 0.00 | 1.20 | |
| 0.20 | 1.21 | 1.21 | 0.25 | 0.10 | | | | 0.00 | 1.21 | |
| 0.30 | 1.23 | 1.06 | 0.28 | 0.02 | | | | 0.12 | 1.27 | |
| 0.40 | 1.20 | 1.20 | 0.16 | 0.11 | | | | 0.00 | 1.20 | |
| 0.50 | 1.13 | 1.11 | 0.14 | 0.07 | | | | 0.01 | 1.13 | |
| 0.75 | 1.30 | 1.24 | 0.24 | 0.17 | 1.29 | 1.26 | 1.27 | 0.04 | 1.31 | 1.32 |
| 1.00 | 1.21 | 1.24 | 0.16 | 0.17 | | | | 0.02 | 1.24 | |
| 1.50 | 1.27 | 1.31 | 0.17 | 0.22 | | | | 0.03 | 1.32 | |
| 2.00 | 1.31 | 1.24 | 0.29 | 0.18 | | | | 0.05 | 1.33 | |
| 2.25 | 1.29 | 1.22 | 0.27 | 0.15 | | | | 0.05 | 1.30 | |
| 2.50 | 1.29 | 1.22 | 0.18 | 0.20 | | | | 0.05 | 1.31 | |
| 2.75 | 1.37 | 1.20 | 0.27 | 0.22 | | | | 0.12 | 1.40 | |
| 3.00 | 1.29 | 1.25 | 0.29 | 0.20 | | | | 0.03 | 1.30 | |
| 3.50 | 1.30 | 1.35 | 0.24 | 0.33 | | | | 0.03 | 1.36 | |
| 4.00 | 1.26 | 1.29 | 0.25 | 0.25 | | | | 0.02 | 1.30 | |

Por los valores obtenidos se puede concluir que la aceleración máxima puede ser considerada en forma práctica amplificando las aceleraciones calculadas en forma probabilística (geoman) por los factores de 1,2 para periodos menores a 1,0 seg y 1,3 para periodos mayores e iguales a 1,0 seg.

De esta manera, se han obtenidos las aceleraciones para periodos $T=0,20$ seg y $T=1,0$ seg que permitan definir el espectro de diseño considerando la máxima dirección de la Tabla III-10.

Tabla III-10 Aceleraciones de diseño propuestas para la norma de aislamiento en el Perú.

| Zona | Proyecto de Norma E.030 (2014) | Aceleraciones (geoman) S_{UH} | | Aceleraciones de diseño - SD | |
|------|--------------------------------|---------------------------------|----------------------|------------------------------|---------------------|
| | | $S_{SUH} - 0,20$ seg | $S_{1UH} - 1,00$ seg | $S_S = 1,2 \times S_{SUH}$ | $S_1 = 1,3 S_{1UH}$ |
| Z4 | 0.45 | 1.13 | 0.45 | 1.35 | 0.58 |
| Z3 | 0.35 | 0.88 | 0.35 | 1.05 | 0.46 |
| Z2 | 0.25 | 0.63 | 0.27 | 0.75 | 0.35 |
| Z1 | 0.10 | 0.25 | 0.10 | 0.30 | 0.13 |

c. Cálculo de las aceleraciones para obtener una probabilidad uniforme de colapso (*Collapse Risk Objective*) y definición del espectro para el sismo máximo probable

En este trabajo se propone como sismo máximo, la aceleración para una probabilidad de colapso de 1% en 50 años y tal como se explicó anteriormente, el riesgo de que una estructura colapse se expresa en forma matemática como la combulación de las funciones de fragilidad y peligro.

La función de fragilidad se expresa como $f_{capacidad}(c)$ (Ec. III-3) y la de peligro es obtenida de los estudios de peligro sísmico en forma probabilística.

Es importante considerar que para obtener las aceleraciones para el riesgo objetivo de 1% en 50 años se han usado las curvas de peligro sísmico correspondientes al modelo de Young et.al (1997) por ser las que presentan la mayor similitud respecto al promedio de cada zona (menor desviación estándar). En el Anexo 3 se muestra la desviación estándar para las curvas de peligro sísmico obtenidas con los diferentes modelos para las cuatro zonas consideradas y las curvas de peligro sísmico para periodos de $T=0,0$ seg, $T=0,20$ seg y $T=1,0$ seg para los de Young et.al (1997), modelo Pesos y modelo Principal. Posteriormente se calcularon las aceleraciones máximas para el sismo máximo probable, usando las curvas de peligro sísmico, el grado de incertidumbre β y la máxima aceleración del suelo que representa el 10% percentil de colapso $C_{10\%}$. El 10% percentil de colapso se debe a que el colapso de una estructura ocurre cuando su capacidad de colapso es menor que la demanda de movimiento del suelo, y un 10% de probabilidad de colapso bajo el MCE de movimiento del suelo indica que la capacidad de colapso es menor que el MCE con 10% de riesgo (Luco et al., 2007).

Con la integración del producto de las dos funciones peligro y fragilidad (Ec. III-4) se obtuvo la probabilidad de colapso anual, la cual representa el área bajo esta curva y la probabilidad de colapso para un periodo de tiempo determinado ($Y=50$ años) se obtuvo con la Ec. III-5. Este proceso se realizó en forma iterativa hasta alcanzar el objetivo de riesgo (1% en 50 años). Posteriormente se calculó el coeficiente de riesgo representado por la relación entre la aceleración calculada para alcanzar el objetivo de riesgo ($C_{10\%}$) y la aceleración máxima del suelo para un periodo de retorno dado (en este trabajo para periodos de retorno de 475 años).

Para considerar la aceleración máxima relacionada con la dirección del sismo la curva de peligro sísmica fue amplificada por los factores 1,2 para periodos de 0,20 seg y 1,30 para periodos de 1,0 seg). Como ejemplo en la Tabla III-12 se muestra el cálculo del coeficiente de riesgo (C_R) con 1% de objetivo de riesgo en 50 años para la ciudad de Lima, el cual tiene un valor de 1,25. De la misma manera, se obtuvieron los coeficientes de riesgo de las 11 ciudades agrupadas en las 4 zonas sísmicas para valores de $\beta = 0,40, 0,50, 0,60$ y $0,80$ resumidos en las Tablas II-4 a III-7 del Anexo IV, cuyos promedios han sido resumidos en la Tabla III-13 y la Fig. III-10.

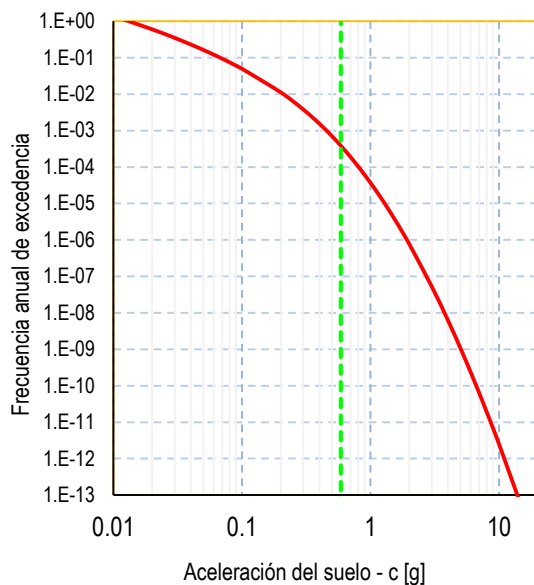
Para definir el valor del grado de incertidumbre en la capacidad de colapso (β) que define el coeficiente de riesgo (C_R), se ha tomado en cuenta dos consideraciones:

La Primera es que las evaluaciones realizadas al FEMA P-695 (Judd y Charne, 2014; NIST GCR 10-917-8., 2010) muestran que para las estructuras nuevas construidas en Estados Unidos que cumplen con los requisitos de diseño sísmico del ASCE 7, las curvas de fragilidad son conservadoras en términos de la variabilidad de la respuesta. Esto se debe a que el valor del grado de incertidumbre asumido en Estados Unidos ($\beta=0,80$), es un valor elevado, comparado con los valores de β calculados para estructuras nuevas. La Tabla III-13 muestra el promedio para los valores del grado de incertidumbre en la capacidad de colapso (β), el factor de reducción por ductilidad (R) y la sobre resistencia (Ω). Se aprecia que en general el promedio de β para las estructuras analizadas es de 0,52. Por lo tanto, el valor de 0,80 es un valor muy conservador, más aún si se trata de estructuras con aislación sísmica, donde el grado de incertidumbre en la estimación de la respuesta estructural tiende a ser nulo.

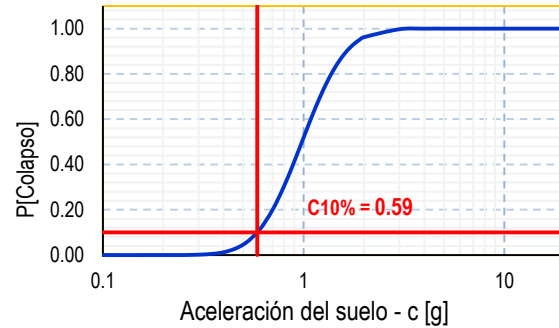
La segunda consideración tomada en cuenta es que según el estudio realizado por Bedriñana et al., 2010, las estructuras con aislación sísmica en el Perú tienen una menor probabilidad de colapso que las estructuras fijas (Bedriñana y Saito, 2010). Esto fue demostrado, estimado el índice de daño total para las estructuras con aislación sísmica, las cuales llegan a ser hasta 2,47 menores que las estructuras con base fija para demandas sísmicas de 10% de probabilidad de excedencia en 50 años ($T_r=475$ años) (Bedriñana y Saito, 2010).

Tabla III-11 Riesgo uniforme de colapso de 1% en 50 años para Lima

Curva de peligro sísmico promedio para Lima, para un periodo de 1,0 seg, amplificada por el factor de 1,30 para considerar la máxima dirección $P[S_a > c]$. Nivel de confianza $Q = 0.10$

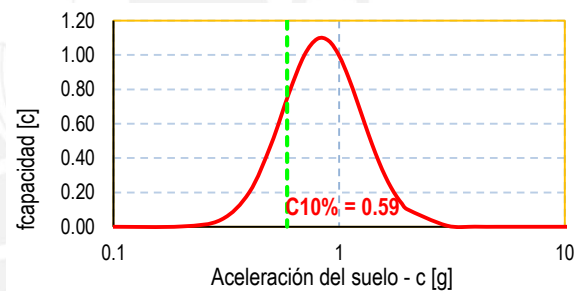


Curva de peligro CDF

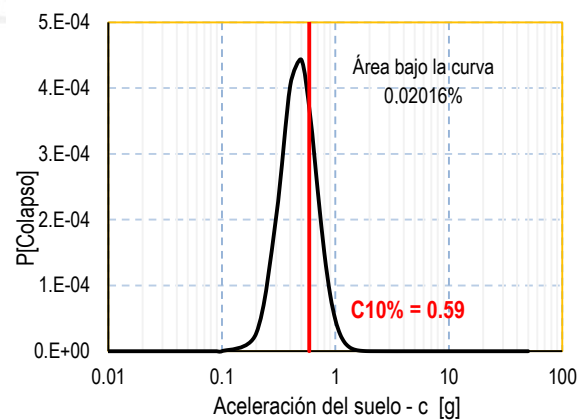


Derivada de la curva de fragilidad

$$f_{\text{capacidad}}(c) = \frac{\text{PDF}}{c \beta}$$



$$P[\text{Colapso}] = P[S_a > c] \cdot f_{\text{capacidad}}[c]$$



Periodo de retorno $T_r = 475$ años, Incertidumbre en la capacidad de colapso $\beta = 0.40$.

Aceleración para Lima para un periodo de 1,0 seg (geoman): $S_{1UH} - 1,00 \text{ seg} = 0,36g$.

Aceleración considerando la máxima dirección: $S_1 = 1,3 S_{1UH} = 0,47 g$.

$P[\text{Colapso}]$: Área bajo la curva de colapso 0,02016%

$P[\text{Colapso en 50 años}] = 1 - (1 - 0,0002016)^{50}$

$P[\text{Colapso en 50 años}] = 1\%$

Coefficiente de riesgo $CR = 0,59/0,47 = 1,25$.

Tabla III-12 Promedio de los coeficientes de riesgo CR para las cuatro zonas.

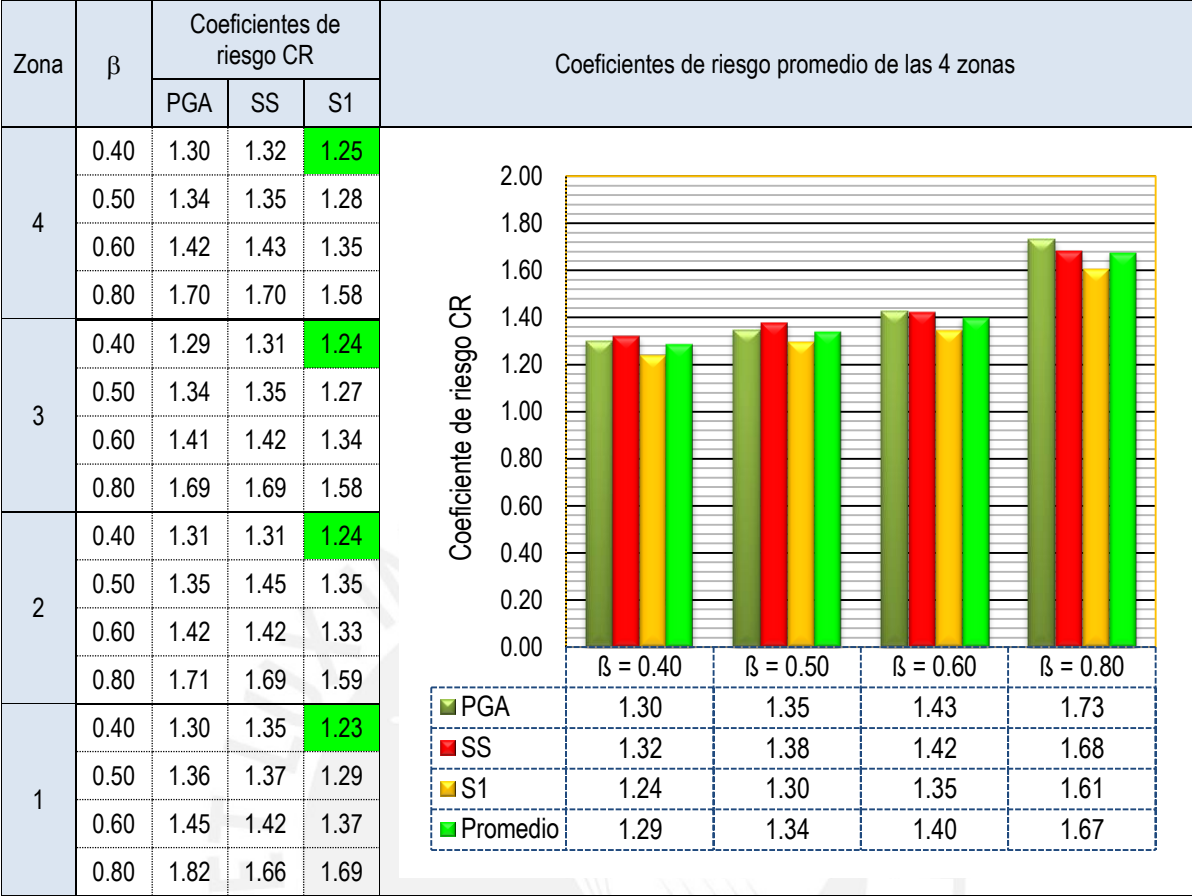


Tabla III-13 Valores característicos para las estructuras nuevas sismo resistentes en Estados Unidos (Judd y Charne, 2014; NIST GCR 10-917-8., 2010)

| Tipo de estructura | Sistema estructural | $\Omega = V_{max}/V_e$ | R | β |
|---|---|------------------------|-----|-----------|
| Pórticos de acero resistentes a momento | Especiales resistentes a momento | 4,27 – 4,70 | 8 | 0,45 0,50 |
| | Con conexiones compuestas parcialmente restringidas | 1,78 | 6 | 0,60 |
| | Con elementos laminados en frio empernados | 5,59 | 3,5 | 0,50 |
| Pórticos arriostrados de acero | De arriostres concéntricos | 1,9 | 2 | 0,525 |
| | Arriostres de pandeo restringido | 1,77 | 2,5 | 0,525 |
| Pórticos de concreto armado resistentes a momento | Pórticos especiales | 3,5 | 8 | 0,50 |
| | Pórticos ordinarios | 3,2 - 6,0 | 3 | 0,575 |
| Muros de corte de concreto armado | Muros de corte especiales | 3,88 | 5 | 0,525 |
| | Muros de corte ordinarios | 5,20 | 4 | 0,525 |
| Muros de mampostería reforzados | Muros de corte de mampostería especiales | 2,12 | 5 | 0,525 |
| | Muros de corte de mampostería ordinarios | 1,99 | 2 | 0,525 |

Finalmente tomando en cuenta que la incertidumbre en la capacidad de colapso β de las estructuras son sistemas de aislación es menor que las estructuras con base fija, se propone emplear un valor de $\beta = 0,40$. Por lo tanto, el valor promedio que representa la amplificación de la aceleración de diseño a la aceleración con un objetivo de riesgo uniforme de 1% en 50 años puede ser aproximado a 1,25. En la Tabla III-14 se resume las aceleraciones de diseño y aceleraciones máximas para el diseño de edificios con aislación sísmica en el Perú.

Tabla III-14 Propuesta para las aceleraciones de diseño y aceleraciones máximas para el diseño de edificios con aislación sísmica en el Perú.

| Zona | Aceleraciones | | CR | Aceleraciones máximas SM | |
|------|------------------|------------------|------|--------------------------|-----------------|
| | $S_s - 0,20$ seg | $S_1 - 1,00$ seg | | $CR \times S_s$ | $CR \times S_1$ |
| Z4 | 1.35 | 0.58 | 1.25 | 1.69 | 0.73 |
| Z3 | 1.05 | 0.46 | | 1.31 | 0.57 |
| Z2 | 0.75 | 0.35 | | 0.94 | 0.44 |
| Z1 | 0.30 | 0.13 | | 0.38 | 0.16 |

Resulta interesante comentar que la norma peruana E.070 de Albañilería define al sismo máximo probable como el doble sismo moderado ($S_M = 2,0 S_D$). Es decir, el coeficiente de riesgo tiene un valor de 2,0 que es similar al valor promedio del coeficiente de riesgo calculado con un factor $\beta = 0,80$, amplificado por el factor de 1,20 para considerar la máxima dirección ($S_M = 1,73 \times 1,20 S_D = 2,07 S_D \approx 2,0 S_D$). De esta manera, el factor para $C_R=2,0$ para la albañilería estaría siendo calculado con valor de $\beta = 0,80$, lo cual es razonable, considerando la fragilidad de la albañilería.

En la Tabla III-15 se compara los coeficientes usados para determinar la aceleración para el sismo máximo probable, amplificando las aceleraciones de los mapas de peligro sísmico (geomán), de la propuesta para el diseño de edificios con aislación sísmica en el Perú, las normas americanas, chilena, y de forma referencial la obtenida en este trabajo para la norma peruana E.070 Albañilería.

Tabla III-15 Coeficientes para obtener la aceleración para el sismo máximo probable.

| Norma | Coeficiente de incertidumbre β | Factor para la máxima dirección | Coeficiente de riesgo CR | $S_M = \alpha S_D$ |
|------------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------------|
| Aislación sísmica en el Perú | 0,40 | 1,20 | 1,25 | 1,50 |
| Norma E.070 Albañilería | 0,80 (estimado) | 1,20 | 1,73 | 2,00 |
| Normas NEHRP 2009 | 0,80 | 1,10 | 1,50 | 1,65 |
| Norma Nch.2745 2003 y 2014 (Zona3) | - | - | $Z \times M_M=1,25 \times 1,20$ | 1,50 |

3.6 EFECTOS DE SITIO

La variación en la forma de los espectros de respuesta es uno de los aspectos más resaltantes atribuibles a los efectos de sitio o condiciones geotécnicas locales. La aceleración esperada en la base rocosa se modifica al pasar por los estratos de suelo, por lo que las condiciones locales del suelo tienen clara relación con los daños ocasionados por sismos (Kramer, 1996). La amplificación de la respuesta en la superficie de un depósito de suelo depende principalmente de la rigidez a bajas deformaciones de los estratos superiores del terreno de fundación, del período fundamental del depósito de suelos, del nivel de amortiguamiento y de la excitación sísmica. Es así, que los efectos de amplificación del suelo pueden ser evaluados mediante algunas características del suelo, tales como la altura de cada capa, densidades naturales, velocidades de onda de corte (V_{s30}), módulos cortantes y relaciones de amortiguamiento (Schnabel *et al.*, 2011).

Como ejemplo del efecto de amplificación de las aceleraciones en el suelo en la Fig. III-11 se muestra la amplificación del espectro de respuesta de la roca a la superficie, en la Fig II-12 se muestra las relaciones de amplificación del espectro de respuesta para una zona de suelo firme de la ciudad de Lima para el sismo de 1974, componente N-S, considerando las propiedades del suelo de la Fig. III-10.

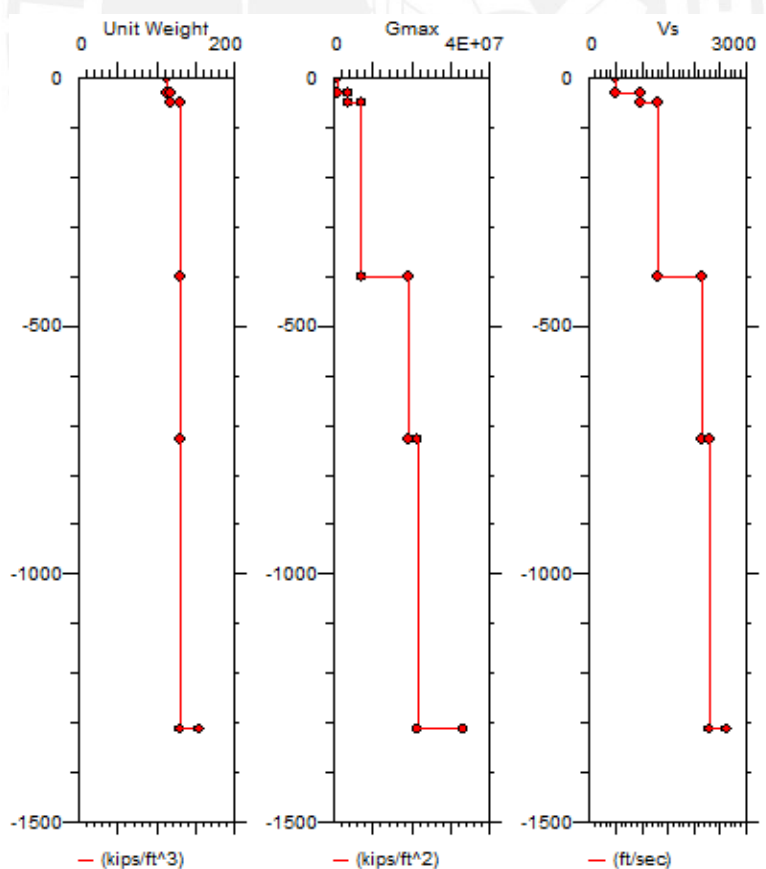


Figura III-10 Propiedades del suelo empeladas el cálculo de los espectros de amplificación en suelo.

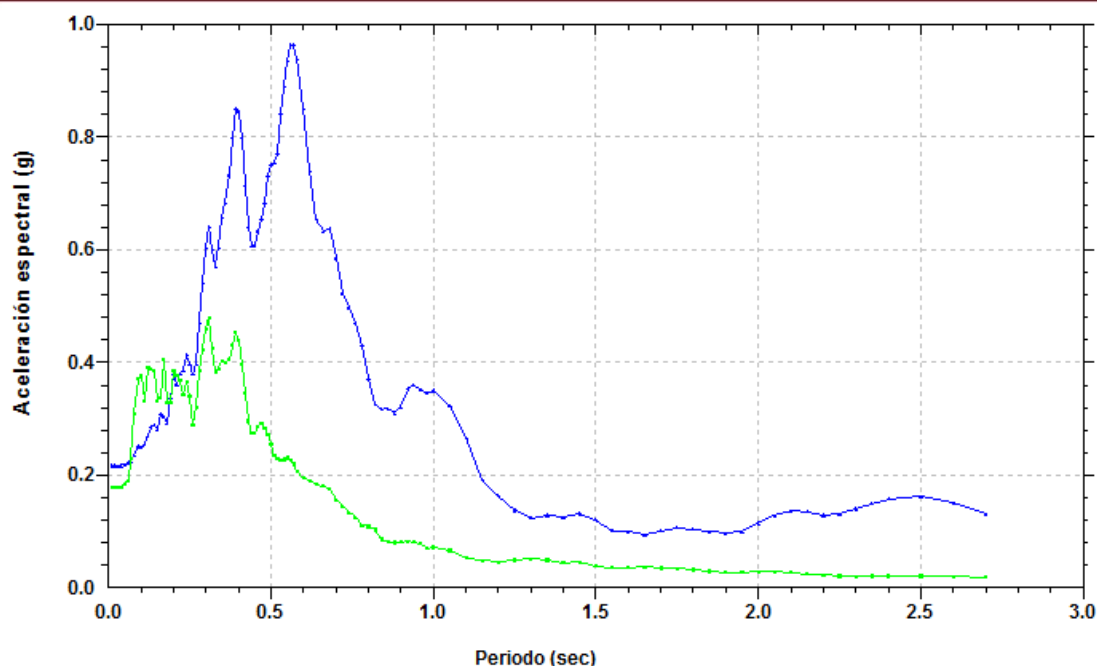


Figura III-11 Amplificación del espectro de respuesta través del suelo firme del suelo de Lima de para el sismo de 1974 para la componente N - S

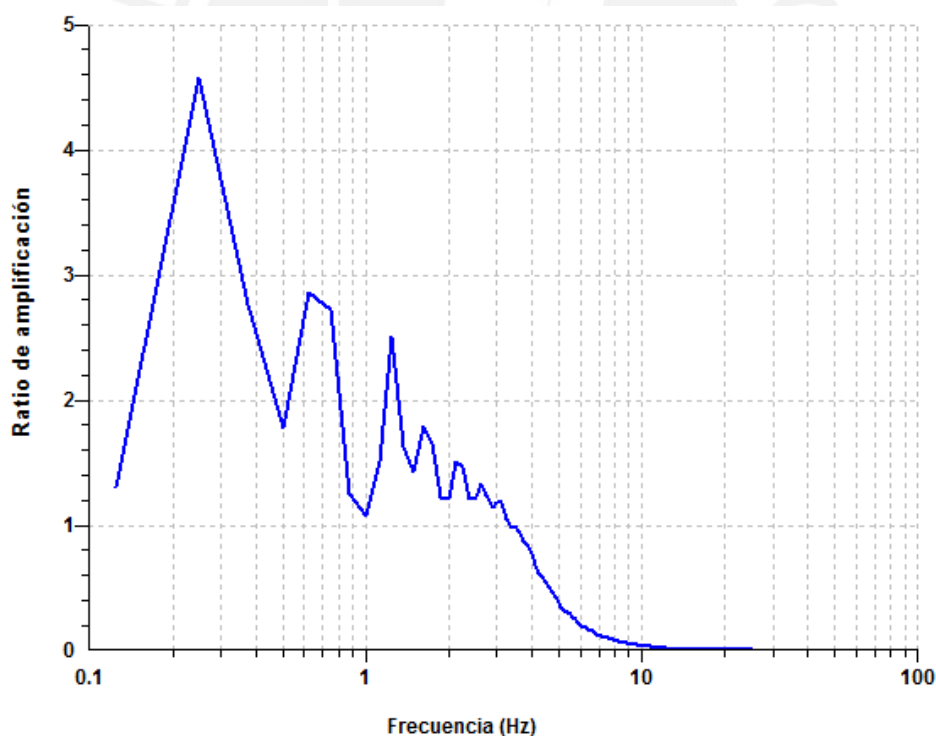


Figura III-12 Relaciones de amplificación a través del suelo firme del suelo de Lima de para el sismo de 1974 para la componente N – S

Para este registro el periodo predominante fue de ,030 seg y el factor de amplificación máximo de 4.33 que corresponde a un periodo de 0,65s. Además, eñ factor de amplificación para el periodo de 1,0 fue de 1,20.

Tomando como parámetro de clasificación de suelo a la velocidad de ondas de corte promedio de los 30 metros superiores del terreno, V_{s30} ó \bar{v}_s las normas Nch2745 (2013) y NEHRP 2009, establecen la clasificación de suelos que se compara en la Tabla VI-5 del Anexo VI.

3.6.1 Comentarios a la norma americana

En Estado Unidos la edición del NEHRP de 1997 recogió las recomendaciones realizadas por Ronny y Dobry (1992), Borchardt (1994) entre otros, derivadas de los estudios de sitio. Estos autores usaron la información registrada en los sismos de Loma Prieta (1994) y México (1986), y empleando análisis del tipo lineal y no lineal lograron establecer algunas relaciones empíricas entre las velocidades de onda de corte y el tipo de suelo. Además, determinaron la influencia de la no linealidad entre la relación esfuerzo deformación del suelo y la diferencia de amplificación de aceleración del suelo en la zona de periodos cortos y largos. De esta manera, propusieron el cálculo de un espectro normalizado considerando dos factores dependientes de las condiciones de sitio y de los niveles de movimiento del suelo, definidos por los valores de la aceleración en suelo duro o roca. Estos factores son F_a para amplificar la aceleración de la zona de periodos cortos (0.20seg) y F_v para amplificar la aceleración en la zona de periodos largos (1.0 seg).

En la edición del NEHRP de 1997 se adoptó además una clasificación del suelo con letras (A-F) considerándose como parámetros de clasificación al promedio ponderado en los 30 primeros metros de la velocidad media de onda de corte (V_{s30}), el número de golpes del ensayo estándar de penetración (N_{60}) ó a la resistencia al corte en condición no drenada (S_u) (Dobry *et al.*, 2000).

Borchardt, 1992, 1994; Dobry *et al.*, 2000 determinaron las curvas de regresión ajustadas al promedio de los ratios del espectro de Fourier en suelo cercano y roca para los factores F_a para periodos cortos y medios y F_v para periodos largos como una función de la velocidad media de onda de corte V_{s30} , tal como se muestra en las Figs. III-13 y III-14 (Borchardt, 2012).

Posteriormente en las disposiciones del NEHRP del 2009 los factores F_a y F_v de las tablas 11.4-1 "Site Coefficient- F_a " y la Tabla 11.4-2 "Site Coefficient, F_v " fueron ajustados a las curvas propuestas por Borchardt (1999), considerando como velocidad de referencia $V_{SC-1b} = 1050$ m/seg.

En la norma NEHRP 2009 los parámetros que intervienen en la clasificación del tipo de suelo (\bar{v}_s , \bar{N}_{60} , \bar{S}_u) se encuentran detallados en la tabla 20.3-1 "Clasificación de sitio".

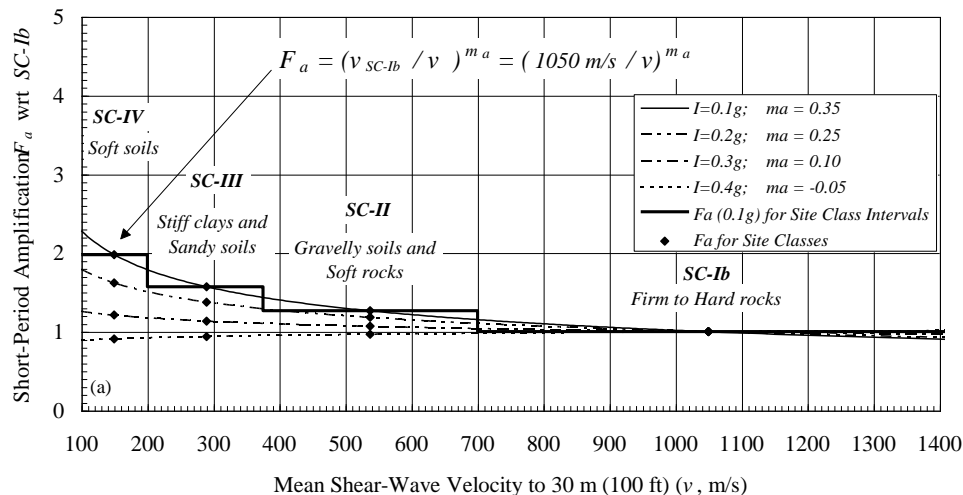


Figura III-13 Curvas de ajuste para los coeficientes Fa (Borcherdt, 2012)

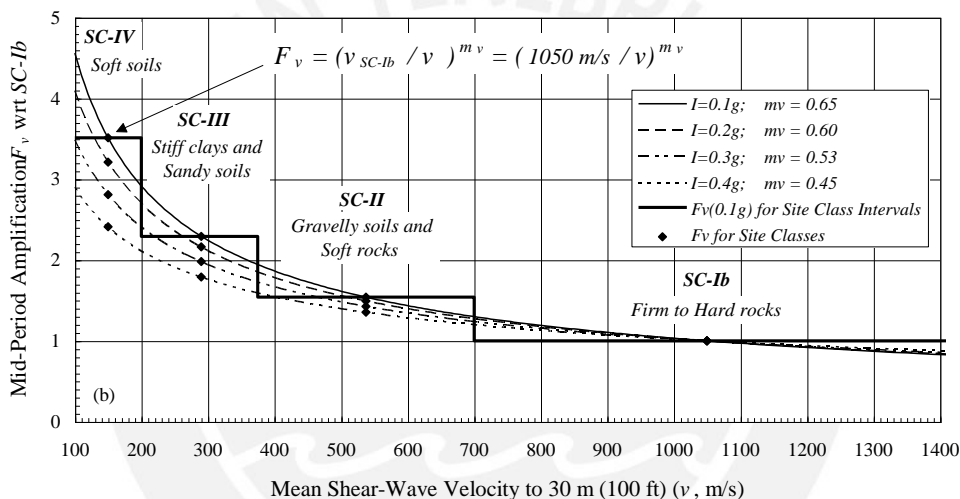


Figura III-14 Curvas de ajuste para los coeficientes Fv (Borcherdt, 2012)

3.6.2 Comentarios de la actualización de la norma chilena NCh2745-2003

Después del sismo de Chile del 2010 la norma NCh2745-2003 ha sido actualizada con la norma NCh2745-2013. Esta norma adopta la homologación de suelos que reemplazó clasificación de la norma NCh433.Of96 y el Decreto Supremo DS 61 de 2011, reemplazando la homologación del suelo del tipo I como A, suelo tipo II como B, y suelo tipo III como C y D.

En el decreto N° 61 se establece que los suelos tipo E y F que reemplaza al tipo IV requieren estudios especiales. Además, se decidió aumentar de 3.0 a 3.5 seg el periodo de las estructuras aisladas para el cual no se requiere desarrollar de espectros específicos de sitio. Esto debido a que los espectros de respuesta de los registros sísmicos obtenidos durante el terremoto del Maule del 2010, ratificaron que los espectros de diseño de la norma NCh2745.Of2003 resultan conservadores hasta periodos cercanos a los 3.5 segundos (Retamales, 2012).

3.6.3 Comentarios de la actualización de la norma peruana E.030 del 2015

El proyecto de norma E.030 del 2015 (P-E.030) propone un cambio importante en la forma de definir las condiciones geotécnicas del suelo. Propone una clasificación de suelos en función de la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte \bar{V}_s o el promedio ponderado de los \bar{N}_{60} obtenidos mediante un ensayo estándar de penetración (SPT) para suelos granulares o el promedio ponderado de la resistencia al corte no drenado \bar{S}_u para suelos cohesivos. Estas propiedades se obtienen para los 30m superiores del perfil del suelo, de manera similar a las normas Nch2745 y NEHRP 2009. De esta manera, se ha establecido la equivalencia para la clasificación de suelos resumida en la Tablas III-16.

Tabla III-16 Equivalencia entre la denominación para la clasificación de suelos de acuerdo a las al proyecto de norma E.030 (2015), NEHRP 2009 y NCh 2745 2003.

| Proyecto E.030 | NEHRP-2009 | NCh2745-2003 | Actualización NCh2745-2014 |
|---|----------------------------|--------------|----------------------------|
| S ₀ | A | I | A |
| S ₁ | B | II | B |
| S ₂ | C | III | C |
| | D | | D |
| S ₃ | E | | E |
| S ₄ (Condiciones especiales) | F (Condiciones especiales) | | F (Condiciones especiales) |

El proyecto P-E.030 para considerar las condiciones de sitio establece los factores de amplificación del suelo (S) de la Tabla III-17. Estos factores han sido comparados con las funciones de amplificación (Fa) propuestos por Borchardt (1999), tal como se muestra en las Fig.s III-15 a III-18. En estas curvas se puede apreciar que los factores propuestos en el proyecto P-E.030 se ajustan razonablemente a las curvas de Fa para aceleraciones del suelo menores a 0,25g.

Tabla III-17 Factores de amplificación S y parámetros asociados a las condiciones de sitio.

| Tipo de suelo | Z1 = 0,10 | Z2 = 0,25 | Z3 = 0,35 | Z4 = 0,45 | Tp [seg] | TL [seg] |
|---------------|------------------------|-----------|-----------|-----------|----------|----------|
| S0 | 0.80 | 0.80 | 0.80 | 0.80 | 0,3 | 3,0 |
| S1 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0,4 | 2,5 |
| S2 | 1.60 | 1.20 | 1.15 | 1.05 | 0,6 | 2,0 |
| S3 | 2.00 | 1.40 | 1.20 | 1.10 | 1,0 | 1,6 |
| S4 | Condiciones especiales | | | | | |

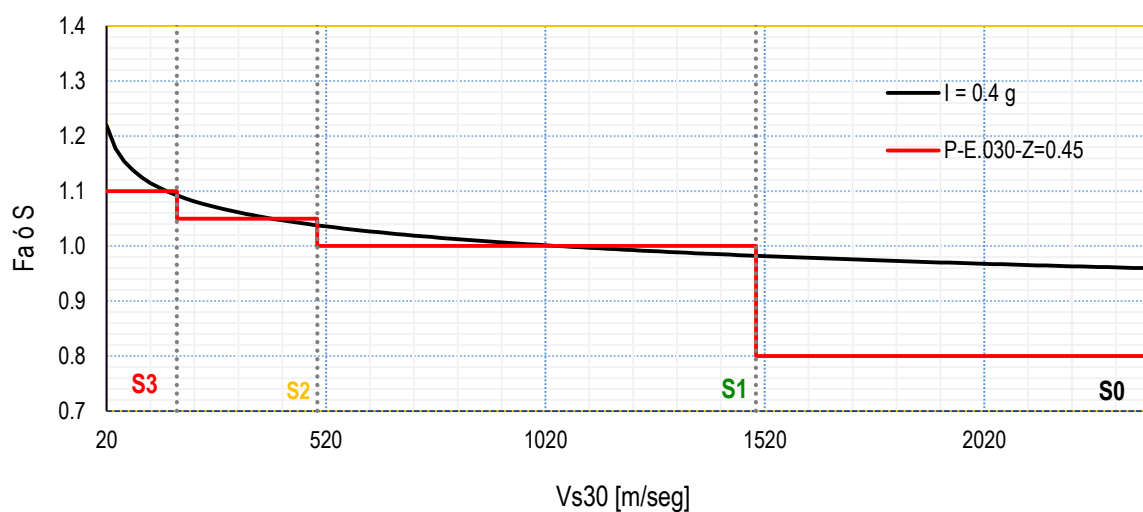


Figura III-15 Factores de sitio F_a para una aceleración en la roca $\geq 0,40g$

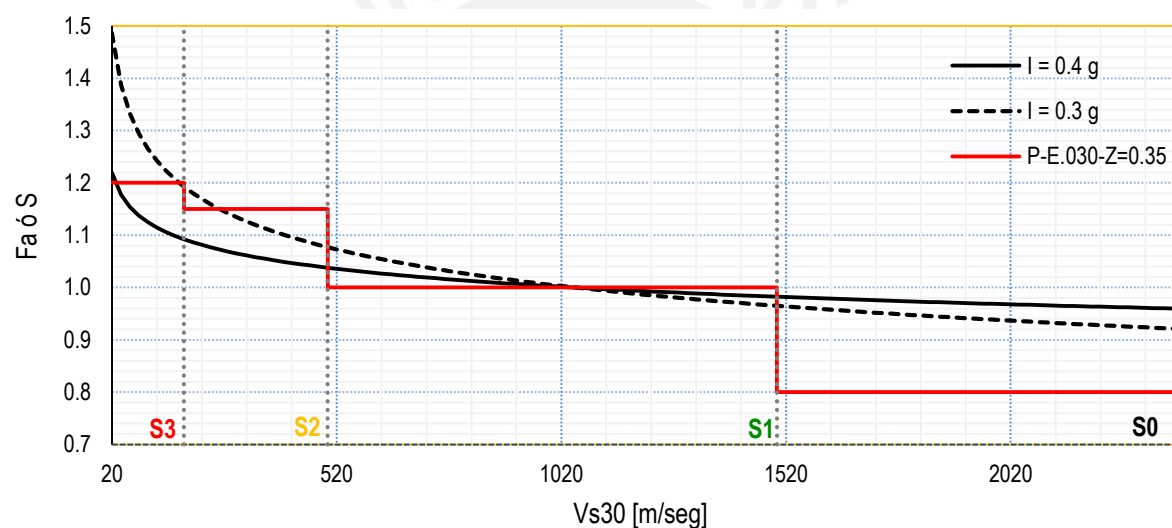


Figura III-16 Factores de sitio F_a para una aceleración en la roca $\geq 0,30g$

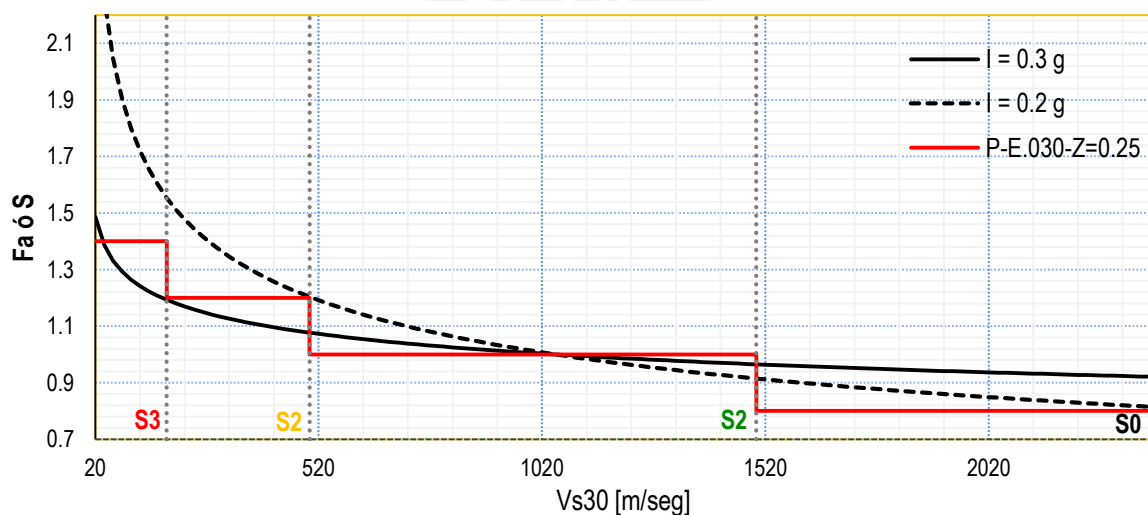


Figura III-17 Factores de sitio F_a para una aceleración en la roca $\geq 0,20g$

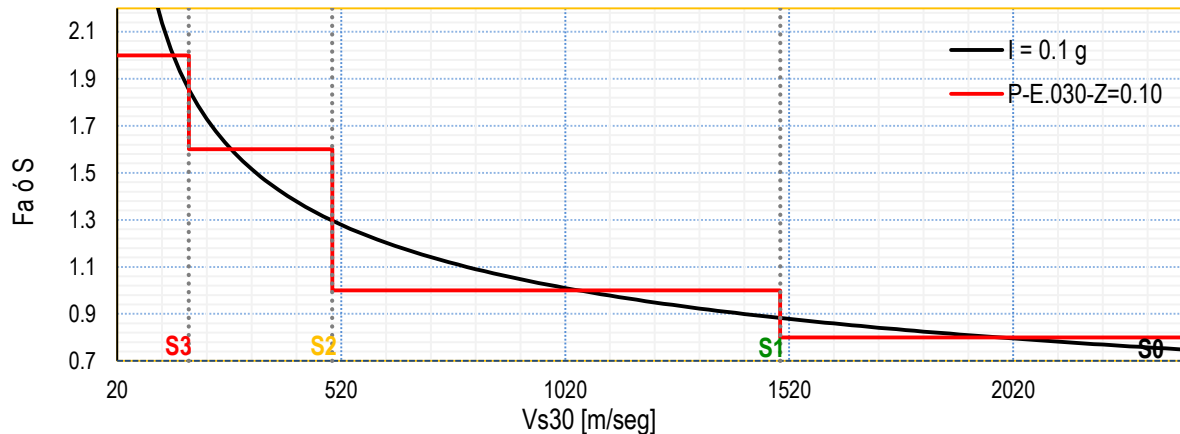


Figura III-18 Factores de sitio Fa para una aceleración en la roca = 0,10g

Las Figs. III-19 y III-20 comparan los factores propuestos por la norma NEHRP – 2009, NCh.2745-2003 y el proyecto P-E.030 para los suelos S2 ~ C – D y S3 ~ E. La principal diferencia entre los factores propuestos se produce para los suelos del tipo S3 ~ E.

El factor máximo adoptado por el proyecto P-E.030 es de 2,0, el cual es menor al factor de la norma NEHRP (FEMA P-750, 2009) de 2,50 y el factor mínimo es de 1,10 mayor a 0,90 que es el valor propuesto por esta norma. Además, los factores de amplificación de la norma Nch.2745-2003 son constantes en todo el rango de aceleraciones. La norma NEHRP a partir de la edición de 1997 incorpora la equivalencia $S_s = 2,5 A_a$, siendo A_a la aceleración en la roca, la cual es comparable a la aceleración Z del proyecto P-E.030. En la zona de periodos cortos la aceleración de diseño se obtiene como $S_a = F_a \times S_s$. De esta manera, se han generado las Figs. III-21 a III-23, donde se aprecia que para los suelos A, B, C y D, las aceleraciones calculadas con los factores S son aproximadamente una interpolación de los factores Fa de la norma NEHRP 2009, (valores adoptados por la norma ASCE/SEI7 -10), y que para suelos del tipo S3 ~ E, con aceleraciones menores a 0,25 son menores a las calculadas con el factor Fa. En las Figs. III-21 a III-23 también se observa que las aceleraciones calculadas usando los factores de la norma Nch.2745-2003 son mayores para todos los tipos de suelo.

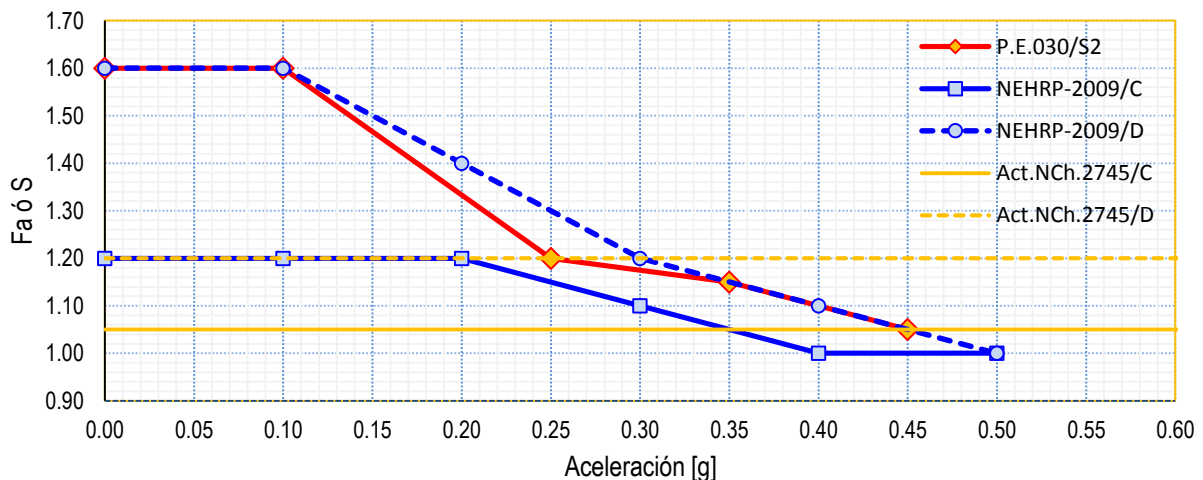


Figura III-19 Comparación de factores Fa para suelo tipo S2 ~ C y D

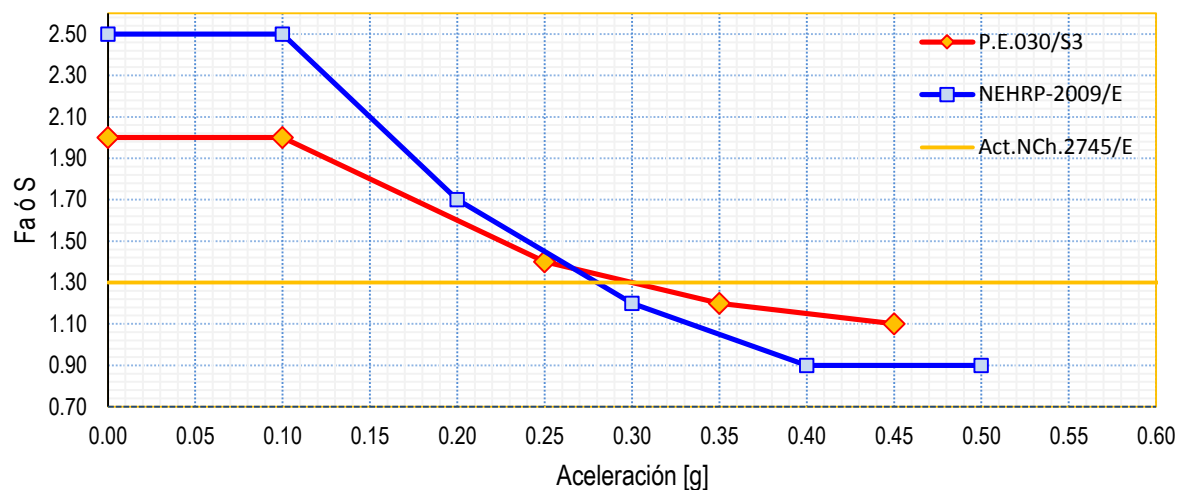


Figura III-20 Comparación de factores F_a para suelo tipo S3 ~ E

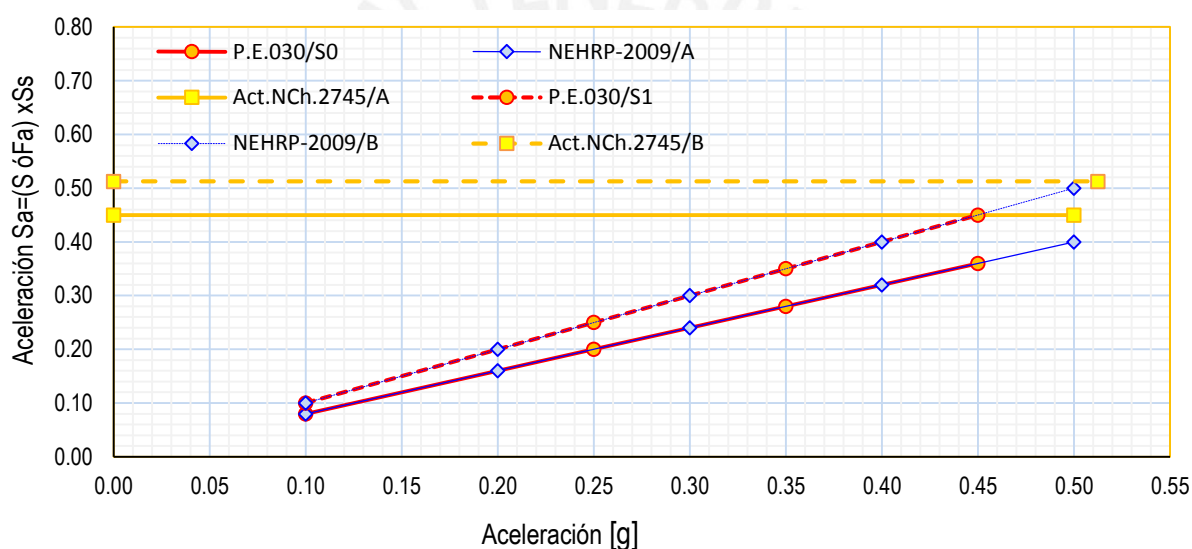


Figura III-21 Amplificación de aceleración para suelos S0 ~ A y S1 ~ B / $S_a = S_s \times F_a$

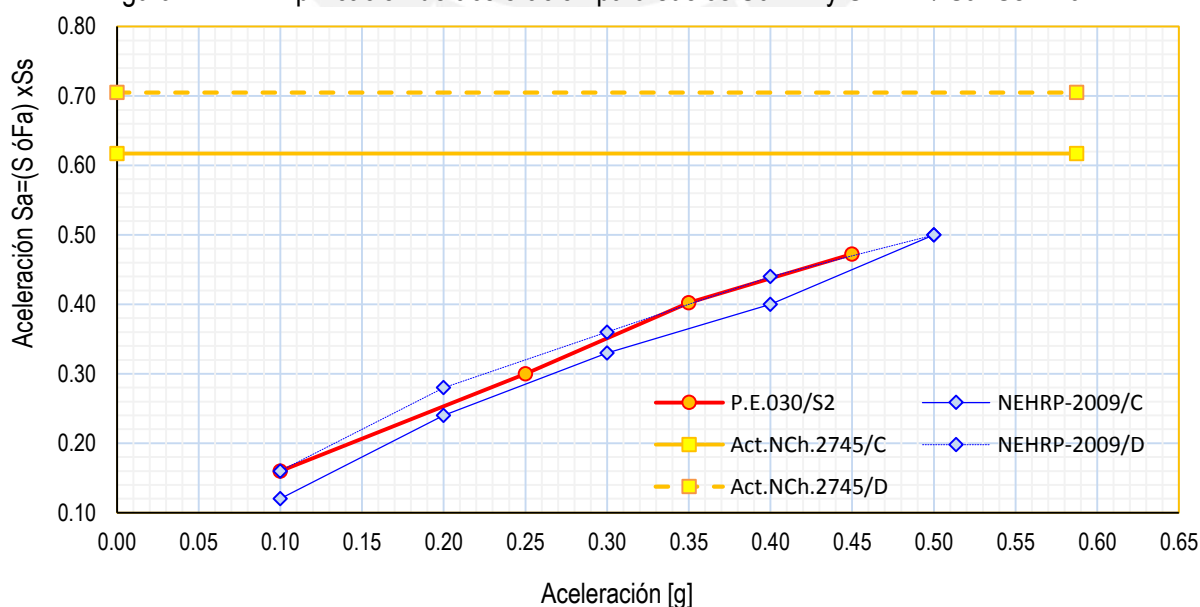


Figura III-22 Amplificación de aceleración para suelos S2 ~ C y D / $S_a = S_s \times F_a$

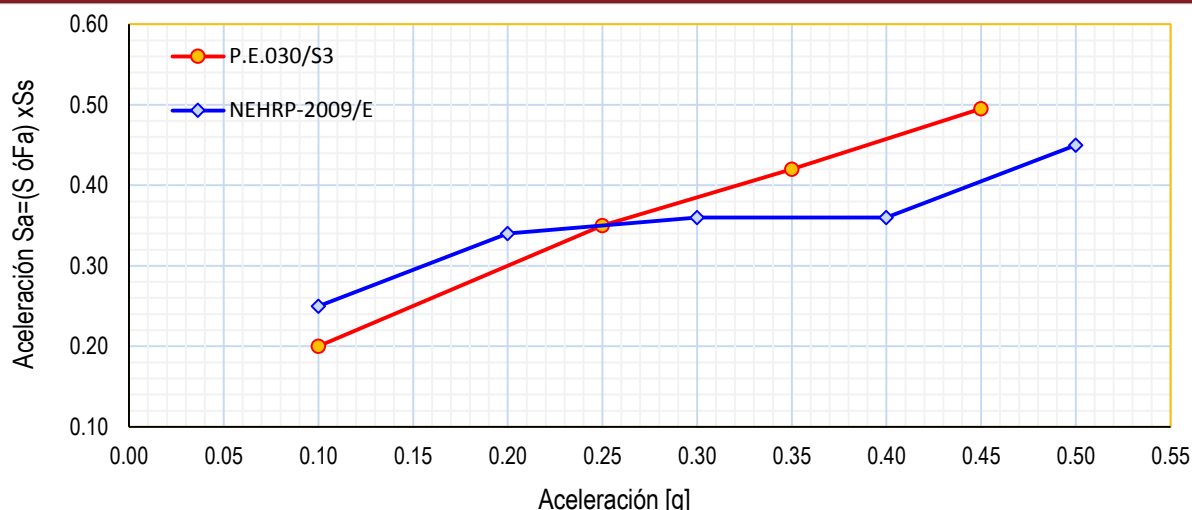


Figura III-23 Amplificación de aceleración para suelos S3 ~ E / $S_a = S_s \times F_a$

3.6.4 Propuesta para los coeficientes de sitio para norma de aislamiento

Los factores de la norma peruana han sido ajustados a los factores propuestos por la norma americana NEHRP (FEMA P-750, 2009) los cuales a su vez han sido adoptados por la norma ASCE/SEI 7 del 2010. Por lo tanto, se propone adoptar como factores F_a , a los factores S del proyecto de actualización de la norma E.030 del 2015 y para los factores F_v los factores de la Tabla III-19. Estos factores han sido obtenidos considerando el promedio de los factores propuestos por la norma NEHRP 2009, debido a que las aceleraciones del proyecto de norma E.030 del 2015, son el promedio de los valores de aceleración empleados para obtener las curvas propuesta por Roger D. Borchardt (Borchardt, 2012) (Fig II-13), que fueron las que permitieron determinar los factores F_v de la norma NEHRP 2009.

Las Figs. III-24 a III-27 comparan los factores F_v propuestos para el diseño de edificio con aislación sísmica en el Perú y las curvas de ajuste propuestos por Roger D. Borchardt (Borchardt, 2012). Se aprecia que los factores F_v propuestos se ajustan razonablemente a las curvas de amplificación del suelo propuestas por Roger D. Borchardt (Borchardt, 2012).

Las Figs. III-28 y III-29 comparan los factores de amplificación F_v propuestos para el diseño de aislación sísmica en el Perú con los factores de la norma NEHRP 2009 apreciándose que para suelos tipo S2, los factores tienden a ser un promedio de los factores para suelos C y D y para suelos S3 coinciden con los valores para suelo tipo E del NEHRP 2009 (FEMA P-750, 2009).

Tabla III-18 Factores F_v para el diseño de edificios con aislación sísmica en Perú.

| Tipo de suelo | V_{S30} [m/seg] | | $Z1 = 0,10$ | $Z2 = 0,25$ | $Z3 = 0,35$ | $Z4 = 0,45$ |
|---------------|---------------------------|------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| S0 | 1500 | | 0.80 | 0.80 | 0.80 | 0.80 |
| S1 | 500 | 1500 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| S2 | 180 | 500 | 2.05 | 1.75 | 1.60 | 1.45 |
| S3 | 0 | 180 | 3.50 | 3.00 | 2.60 | 2.40 |
| S4 | Condiciones excepcionales | | | | | |

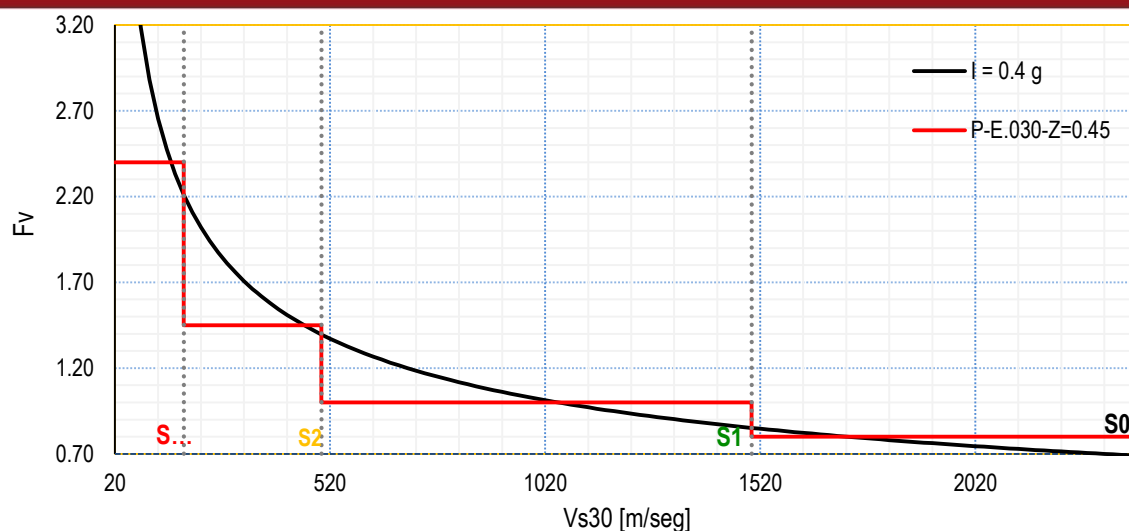


Figura III-24 Factores de sitio F_v para una aceleración en la roca $\geq 0,40g$

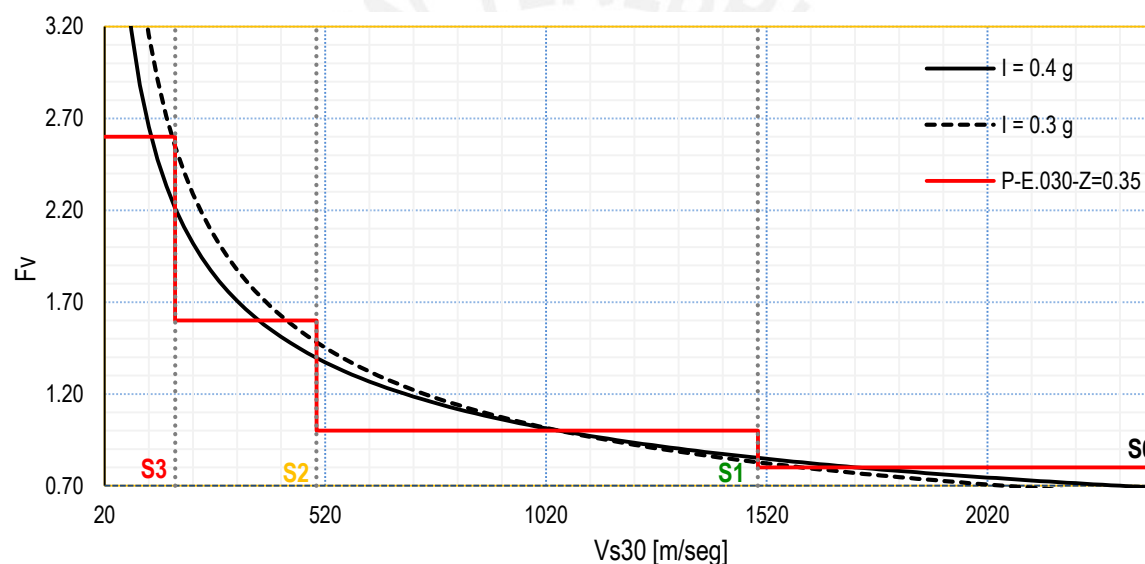


Figura III-25 Factores de sitio F_v para una aceleración en la roca $\geq 0,30g$

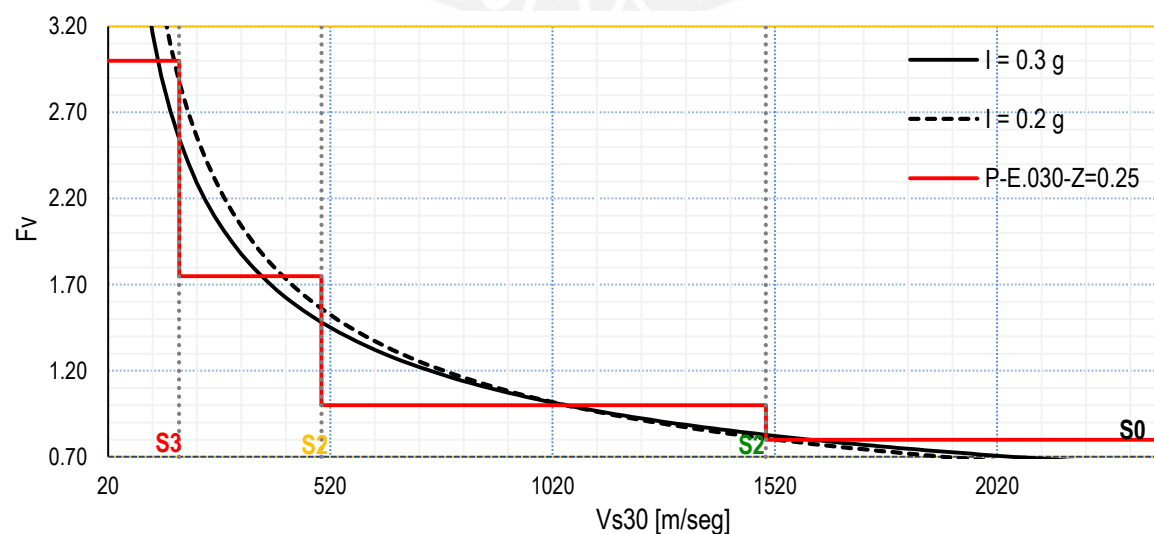


Figura III-26 Factores de sitio F_v para una aceleración en la roca $\geq 0,20g$

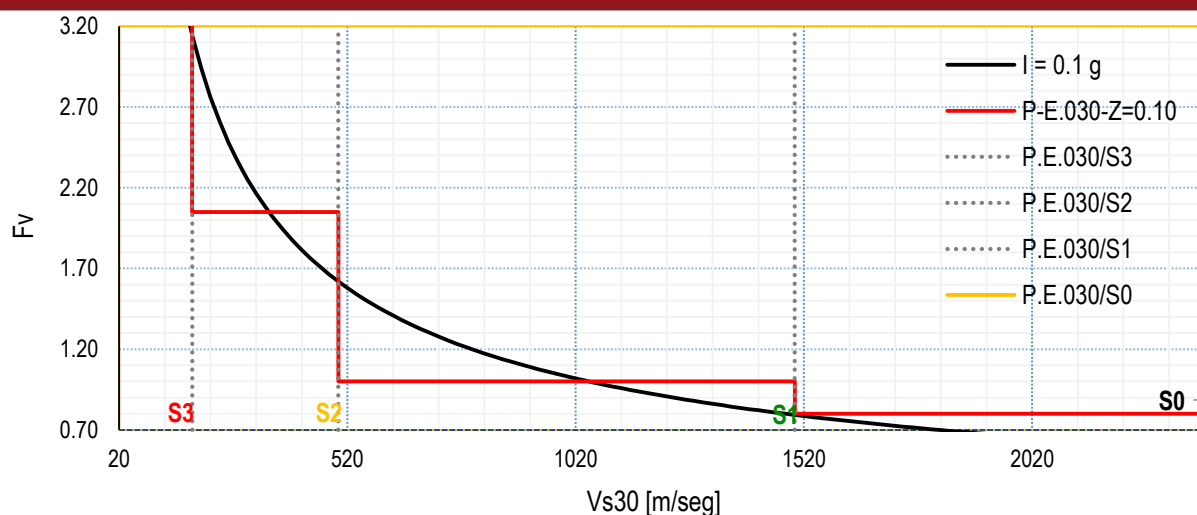


Figura III-27 Factores de sitio F_v para una aceleración en la roca $\geq 0,10 \text{ g}$

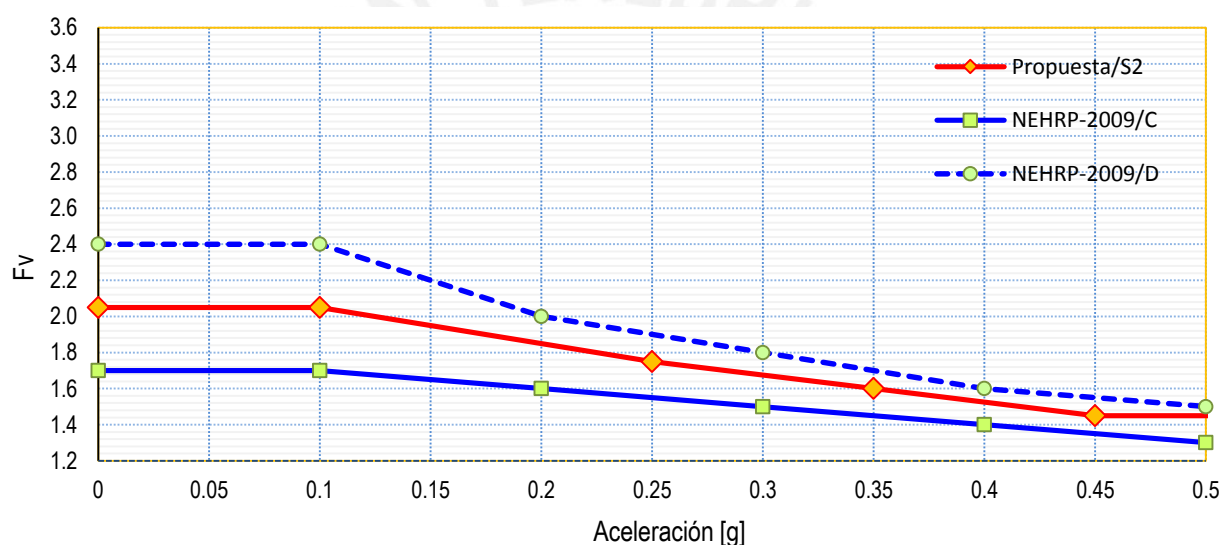


Figura III-28 Comparación de factores F_v para suelo tipo S2 - C y D

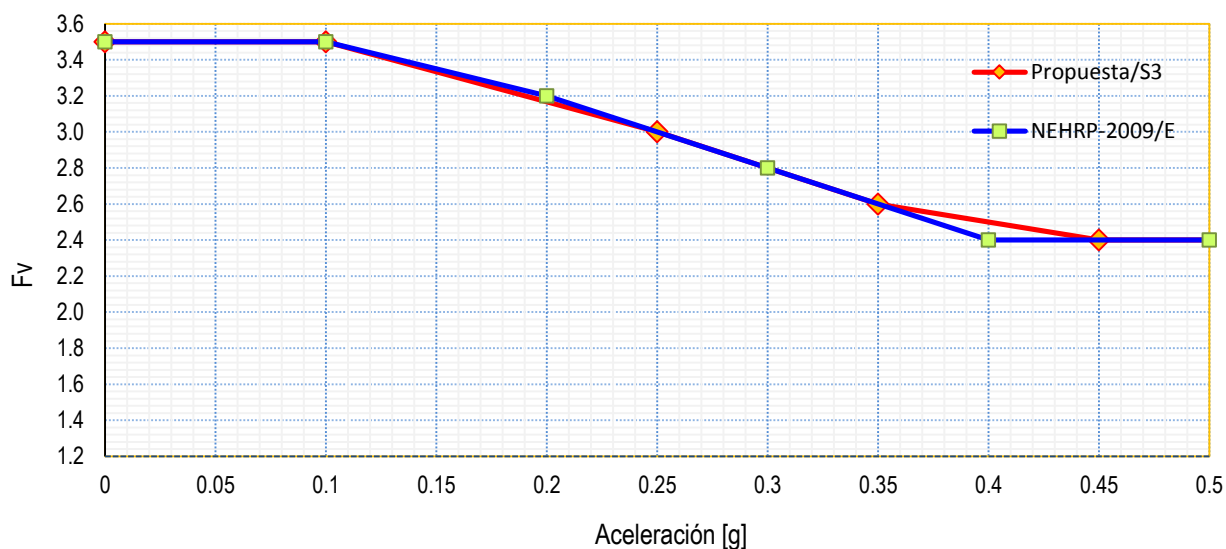


Figura III-29 Comparación de factores F_v para suelo tipo S3 - E

3.7 CLASIFICACION POR IMPORTANCIA

El factor de importancia refleja la necesidad de proteger las instalaciones esenciales para que sigan operando después de ocurrido un evento sísmico. Para el diseño de edificaciones aisladas se considera un valor de 1,0. Dos razones justifican este valor

Primero. Se reconoce que existe mayor certeza en relación a estructuras convencionales sobre el verdadero nivel de demanda impuesto sobre la estructura.

Segundo. Como el objetivo de desempeño del diseño es siempre lograr funcionalidad luego del sismo, no tiene sentido diferenciar por concepto de uso entre estructuras.

En la Tabla VI-6 del Anexo VI se compara los factores de Importancia propuestos por ambas normas.

3.8 FACTOR DE REDUCCIÓN DE CAPACIDAD

El concepto de factor de reducción de respuesta se basa en la premisa de que un sistema estructural bien detallado es capaz de sostener grandes deformaciones sin llegar a colapsar (Barbat *et al.*, 2006). De esta manera, las normas de diseño sísmo resistente permiten incluir en el diseño factores de reducción de capacidad siempre que se cumplan con los requerimientos de detallado que dependen del material y sistema estructural. De esta manera, el diseño no se realiza en forma elástica, lo cual generaría que se diseñen estructuras demasiado esbeltas y antieconómicas.

El beneficio de los sistemas de aislación es el control de los daños de la estructura y sus contenidos durante el sismo, lo cual se logra si, la súper estructura se encuentra esencialmente en el régimen elástico y el requerimiento nominal de ductilidad sobre las componentes del sistema de resistencia lateral del edificio es pequeño ($R \approx 2$). Por este motivo, ambas normas consideran un valor máximo de ductilidad de 2 para la estructura sobre el sistema de aislación (Tabla VI-7 del Anexo VI).

3.9 COEFICIENTE SÍSMICO ELÁSTICO

Ambas normas utilizan una función genérica de amplificación de la aceleración de la respuesta máxima de un modelo con un solo grado de libertad dependiente del periodo propio de dicho modelo. La máxima fuerza de restauración elástica (o fuerza cortante en la base) definidas en las ambas normas se comparan en la Tabla VI-8 del Anexo VI.

3.10 ESPECTROS DE DISEÑO

El uso de espectros de diseño sísmico representa una forma fácil y práctica de estimar las fuerzas sísmicas y la respuesta estructural elástica. Las normas NEHRP 2009 y Nch2745-2003 emplean espectros elásticos para un grado de amortiguamiento $\xi = 5\%$, sin embargo, tienen distinto enfoque.

El espectro de la norma Nch2745 es un espectro de Newmark & Hall calibrado para estructuras con periodos largos, que presenta gran énfasis en las grandes demandas de desplazamiento (Music, 2011), mientras que el enfoque de la norma NEHRP 2009 es probabilístico, definiéndose al sismo de diseño como los 2/3 del objetivo de riesgo para máximo sismo considerado MCE_R . En las Tabla VI-9 y VI-10 del Anexo VI se comparan los parámetros que definen el espectro de diseño de ambas normas.

3.10.1 Espectro de diseño de la norma chilena

El espectro de diseño de esta norma es un espectro de Newmark & Hall (Fig. III-30), el cual fue propuesto en Estados Unidos para el diseño de plantas nucleares. Este espectro se define por tres coeficientes de amplificación α , los cuales son una función del grado de amortiguamiento ξ . Los coeficientes α fueron definidos para la zona de aceleraciones (α_A), la zona de velocidades (α_V) y la zona de desplazamientos (α_D) para un 2% de probabilidad de excedencia en un evento con las mismas aceleraciones del terreno. La Ecs. III-6 a III-8 permiten determinar los coeficientes α .

$$\alpha_A = 4.38 - 1.04 \ln(\xi\%) \quad (\text{III-6})$$

$$\alpha_V = 3.38 - 0.67 \ln(\xi\%) \quad (\text{III-7})$$

$$\alpha_D = 2.73 - 0.45 \ln(\xi\%) \quad (\text{III-8})$$

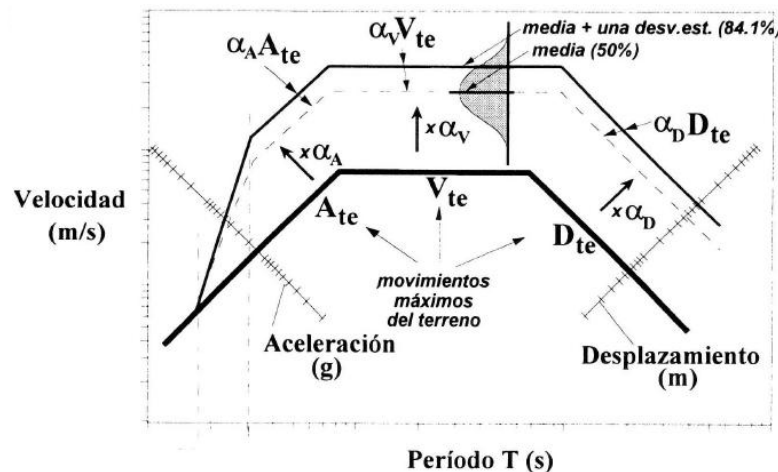


Figura III-30 Esquema para obtener el espectro por el método de Newmark & Hall

Los coeficientes α fueron definidos para las 3 zonas del espectro de diseño correspondientes a las máximas aceleraciones, velocidad y desplazamientos del terreno para el sismo de diseño, con una probabilidad de 84.1% (media + una desviación estándar) tal como se muestra en la Fig. III-31.

Los parámetros del espectro de diseño de la norma chilena fueron calculados para aceleraciones máximas del terreno de 0,4 g 0,41 g y 0,45 g, velocidades máximas de 22 cm/s, 41 cm/s y 57 cm/s y desplazamientos máximos de 10 cm, 15 cm, y 17 cm para suelos I (A), II (B), III (C y D) respectivamente.

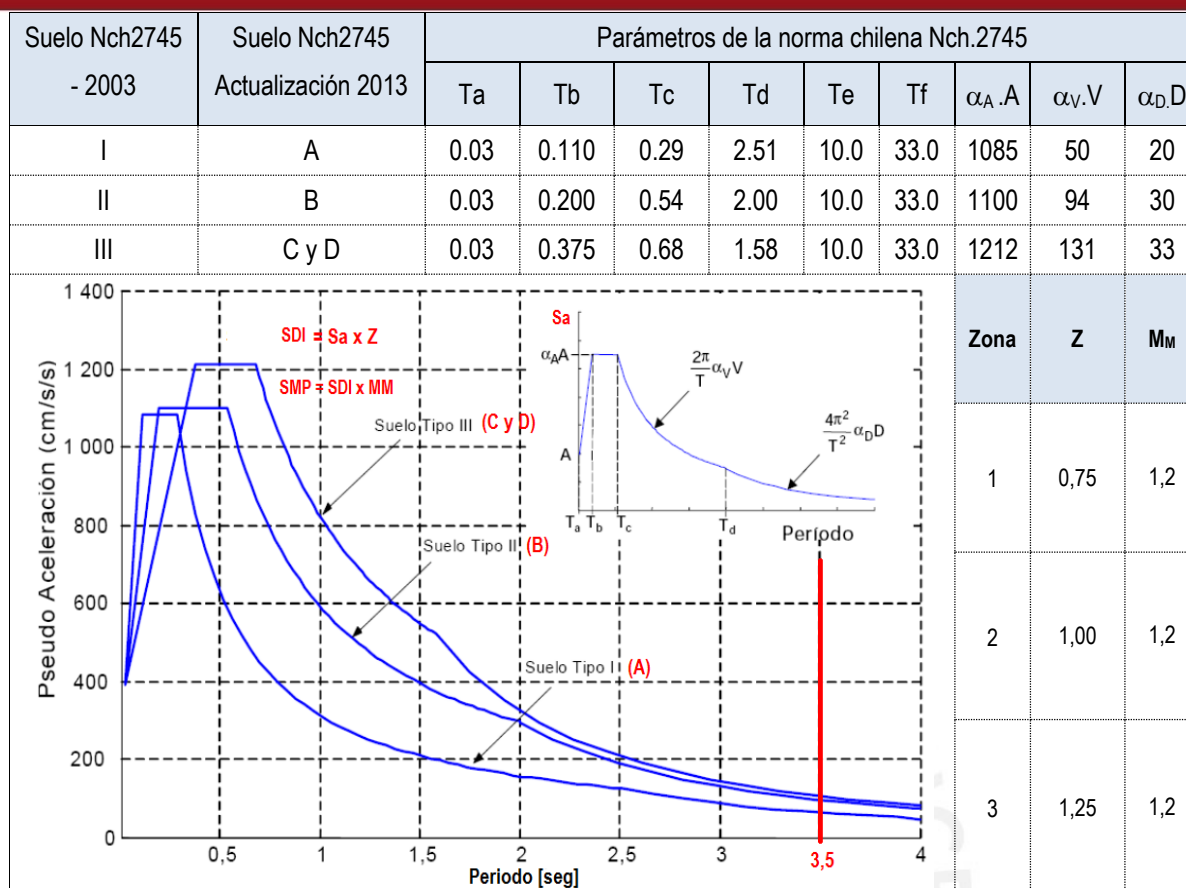


Figura III-31 Espectro de diseño de la norma chilena NCh.2745-2003

Los desplazamientos del terreno fueron derivados asumiendo un factor de amplificación de desplazamiento igual a 2, consistente con el valor obtenido de los factores de amplificación promedio para los registros chilenos (NCh2745-2003, 2003).

Las aceleraciones de diseño (SDI) de la norma chilena se establecen para un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años ($T_r=475$ años) y la aceleración para el sismo máximo posible (SMP) se establece para un 10% de probabilidad de excedencia en 100 años ($T_r= 950$ años).

La aceleración se SMP se obtiene multiplicando las aceleraciones de diseño SDI por el factor M_M . ($SMP = M_M \times SDI$), siendo el factor M_M para el caso chileno igual a 1,2 y representa razones promedio entre las aceleraciones máximas correspondientes al SMP y el SDI (NCh2745-2003, 2003).

3.10.2 Espectro de diseño de la norma americana

En Estados unidos el espectro de diseño se define en forma probabilística, definiéndose a la aceleración de diseño S_{DS} como los 2/3 de la aceleración máxima (S_{MS}) para un objetivo de riesgo MCE_R de 1% en 50 años. Además, este espectro considera tres regiones, para rangos de periodos cortos, largos y muy largos, que representan respectivamente la aceleración, velocidad y desplazamiento de respuesta espectral constantes. La Fig. III-32 muestra el espectro de la norma americana NEHRP 2009.

El espectro de la norma americana es un espectro con probabilidad uniforme definido por las aceleraciones para periodos de 0,20 seg y 1,0 seg. El espectro de probabilidad uniforme que fue definido por Anderson y Trifunac en 1978 permite obtener las aceleraciones con la misma probabilidad de excedencia en todos los periodos estructurales durante un determinado periodo de exposición. Este tipo de espectro depende de las condiciones geotécnicas del suelo y considera en su construcción la influencia de la atenuación de la aceleración según la magnitud y distancia. La Fig. III-33 resume las características de los espectros con probabilidad uniforme.

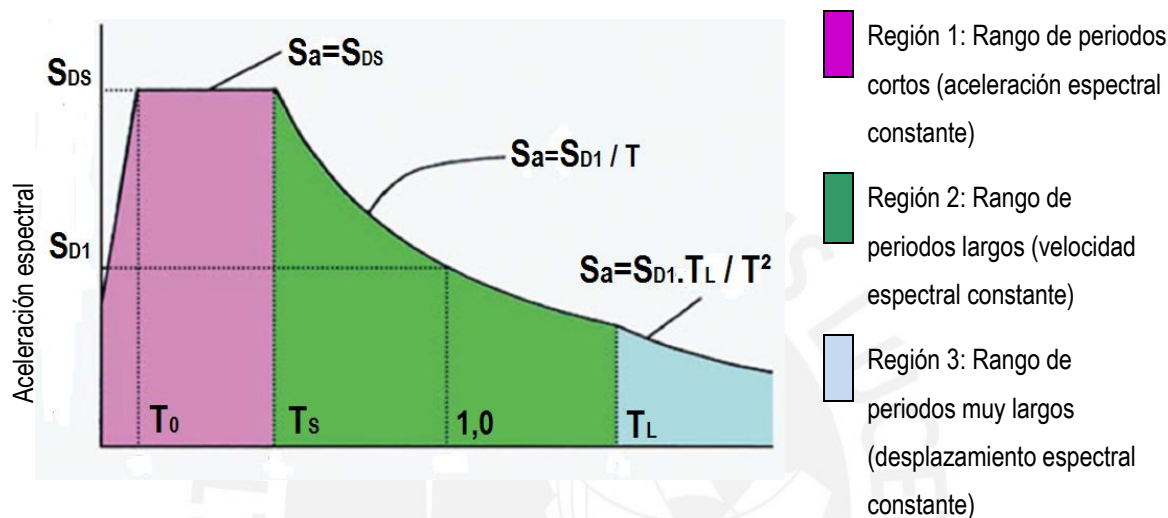
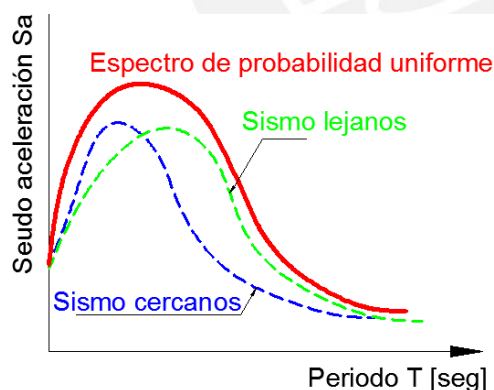


Figura III-32 Espectro de la norma NEHRP (Music, 2011)



- El movimiento del suelo se atenúa con la distancia al foco
- Las componentes de periodo corto decaen con más rapidez que las componentes de periodo largo
- Los espectros cambian de forma con la distancia al foco

Figura III-33 Influencia de la atenuación y los suelos en la respuesta espectral

3.10.3 Comentarios al proyecto de norma E.030 del 2015

Los principales cambios que el proyecto de la norma E.030 del 2015 contempla son:

- La clasificación del suelo y microzonificación se realizará en base a la velocidad media de propagación de las ondas de corte ó el promedio ponderado de los valores N del SPT.

- ii. Se ha incorporado la categoría A1 para los centros de salud del Sector Salud, reconociendo que este tipo de edificaciones deberán considerar sistemas de protección sísmica.
- iii. Se exige la instalación de un registrador acelerográfico triaxial en edificaciones que individualmente o en conjunto tengan un área igual o mayor de 10,000 m² y para edificios de más de 20 pisos se exige su instalación en la base y en la azotea.
- iv. Se propone el cambio de la forma del espectro de diseño adoptando la forma propuesta por las norma americanas.
- v. Se ha incorporación el periodo T_L que define en el espectro de diseño el cambio de la zona de velocidades constantes a desplazamientos constantes y depende del perfil de suelo.

Es importante considerar que los valores de pseudo aceleración dependen de la aceleración Z , el cual es la aceleración para un periodo $T=0$, que es el único valor calculado con un valor de la probabilidad de excedencia, por lo tanto, el espectro propuesto no es un espectro de probabilidad uniforme (Fig. III-34). Sin embargo, el espectro propuesto presenta un buen ajuste respecto a los espectros de probabilidad uniforme calculados para las ciudades consideradas (Figs. III-3 y III-6).

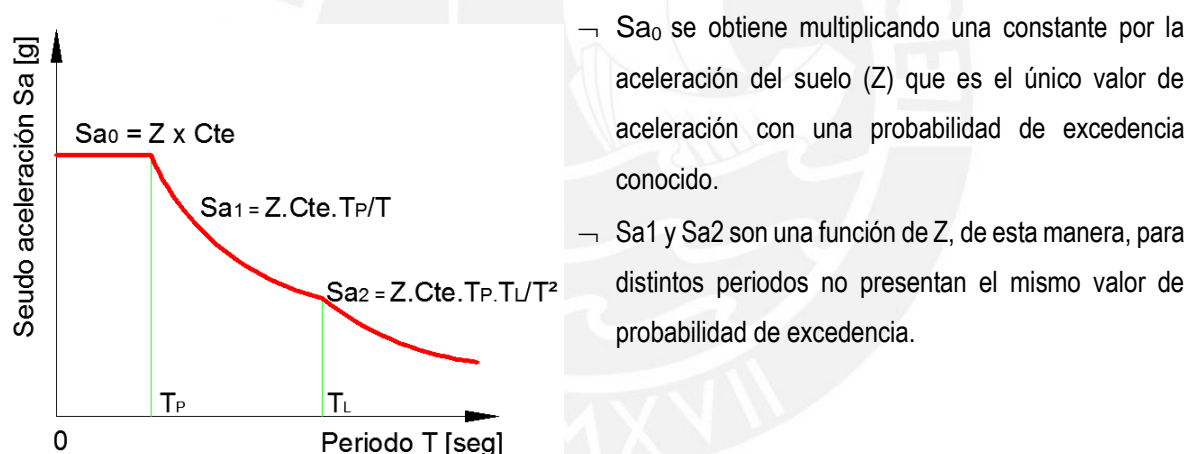


Figura III-34 Espectro del proyecto de actualización de la norma E.030

3.11 PROPUESTA DEL ESPECTRO DE DISEÑO DE EDIFICIOS CON AISLACIÓN SISMICA

Para el diseño de edificios con aislación sísmica en el Perú se propone que la forma del espectro de diseño siga la forma del espectro propuesto por la norma americana, considerando los siguientes parámetros:

$$S_{DS} = S_s \cdot F_a \quad (III-9)$$

$$S_{D1} = S_1 \cdot F_v \quad (III-10)$$

$$T_0 = 0.2 S_{D1} / S_{DS} \quad (III-11)$$

$$T_s = S_{D1} / S_{DS} \quad (III-12)$$

Primer tramo $T < T_0$

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (III-13)$$

Plataforma para $T < T_s$

$$S_a = S_{DS} \quad (III-14)$$

Para $T_s \leq T < T_L$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (III-15)$$

Para $T_s \leq T < T_L$

$$S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2} \quad (III-16)$$

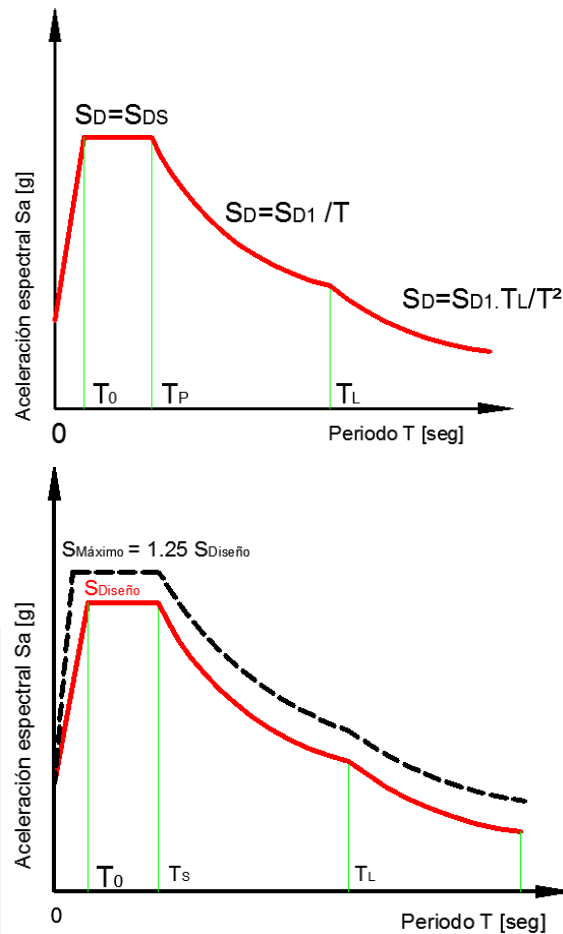


Figura III-35 Propuesta para el espectro de diseño de sistemas con aislación sísmica en Perú

Dónde:

S_a : Aceleración de diseño

S_s : Aceleración para periodos cortos menores a T_s , amplificados por el factor de 1,20 para considerar la máxima dirección (Tabla III-15).

S_1 : Aceleración para periodos intermedio mayores a T_s amplificados por el factor de 1,30 para considerar la máxima dirección (Tabla III-15).

F_a : Factores de amplificación de suelo para periodos cortos (Tabla III-18).

F_v : Factores de amplificación de suelo para periodos de intermedios (Tabla III-19).

S_{DS} : Aceleración de diseño para periodos cortos menores a T_s .

S_{D1} : Aceleración de diseño para periodos intermedio mayores a T_s y menores a T_L .

T_s y T_L : Periodos que definen el inicio de la zona de periodos intermedios y largos.

En el anexo IV se muestran los espectros de aceleraciones propuestos para el Perú de todos los tipos de suelo y las Figs. III-36 y III-37 comparan los espectros de aceleraciones propuestos para la norma de aislación de Perú (P.A Perú), el espectro del proyecto de norma E.030 del 2015 y los de la norma NCh2745-2003 para suelos $S_0 \approx A$ y $S_1 \approx B$ para el sismo de diseño (SD) y sismo máximo (SM).

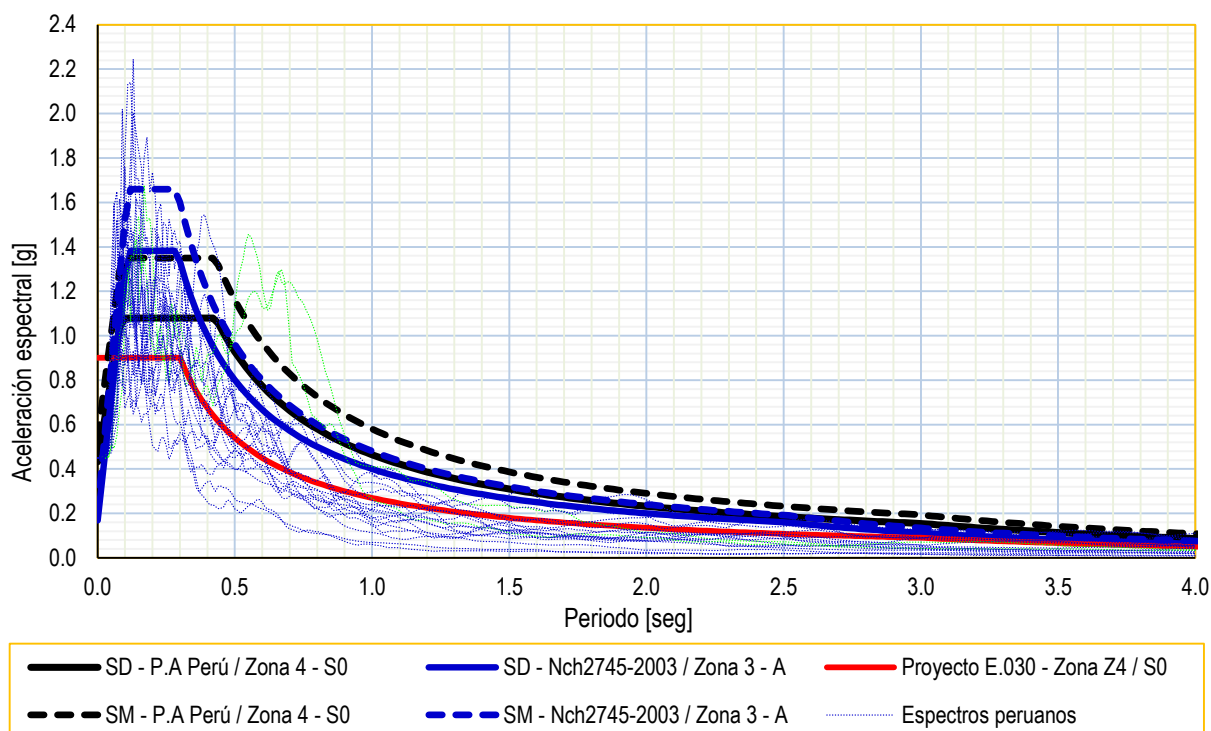


Figura III-36 Comparación entre espectros de aceleraciones de Chile, la propuesta de aislación (P.A) y el proyecto de norma E.030 del 2015 de Perú en suelo $S_0 \approx A$

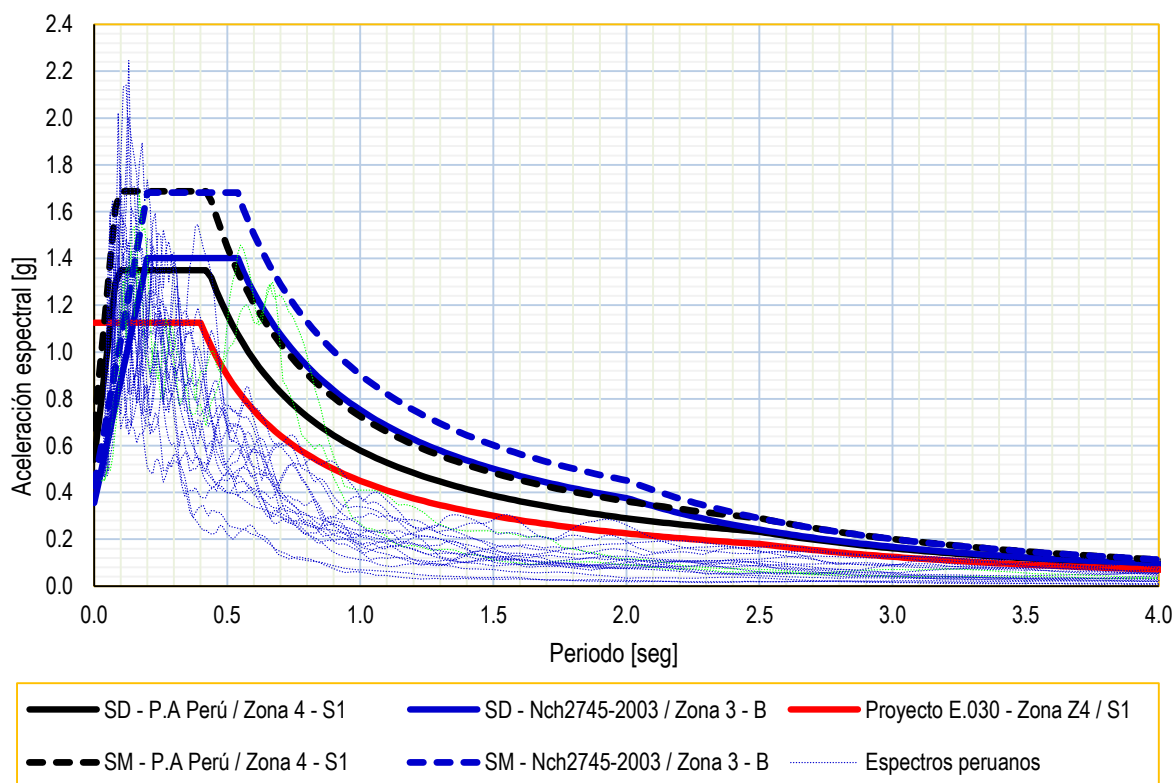


Figura III-37 Comparación entre espectros de aceleraciones de Chile, la propuesta de aislación (P.A) y el proyecto de norma E.030 del 2015 de Perú en suelo $S_1 \approx B$

En el anexo IV se muestran los espectros de desplazamientos propuestos para el Perú de todos los tipos de suelo y las Figs. III-38 y III-39 comparan los espectros de desplazamientos propuestos para la norma de aislación de Perú (P.A Perú), el espectro del proyecto de norma E.030 del 2015 y el de la norma NCh2745-2003 para suelos $S_0 \approx A$ y $S_1 \approx B$ para los desplazamientos de diseño (DD) y máximo (DM).

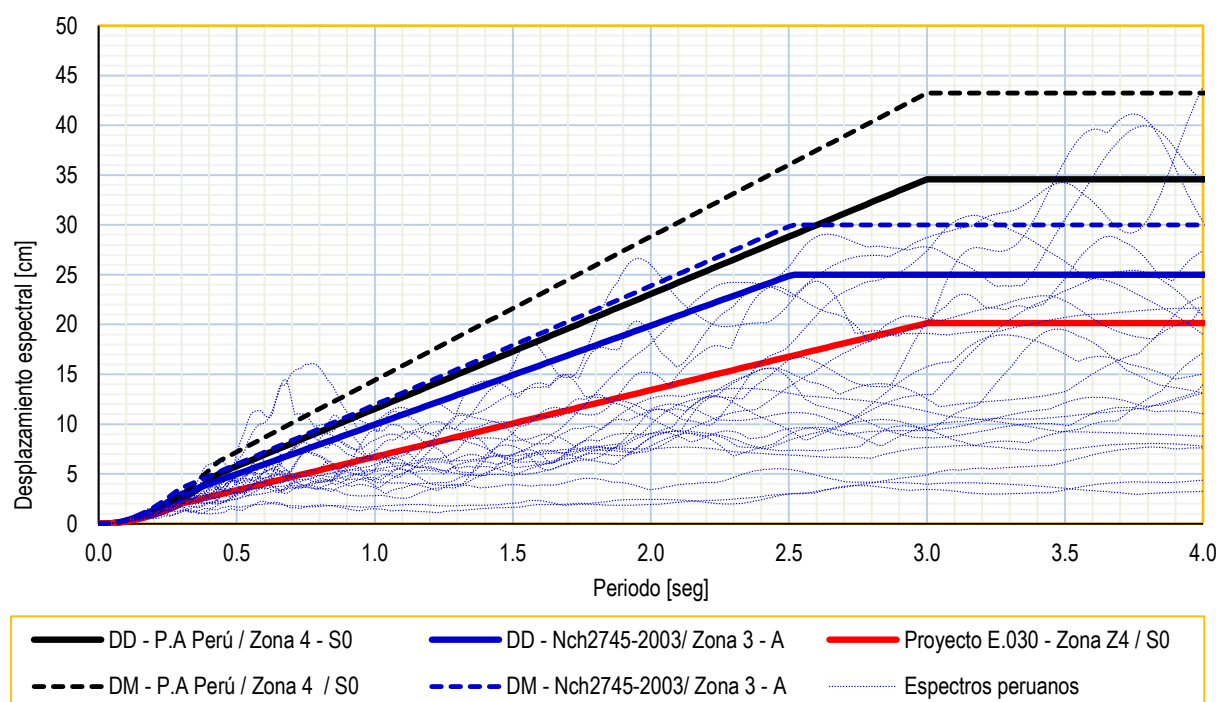


Figura III-38 Comparación entre espectros de desplazamientos de Chile y Perú - $S_0 \approx A$

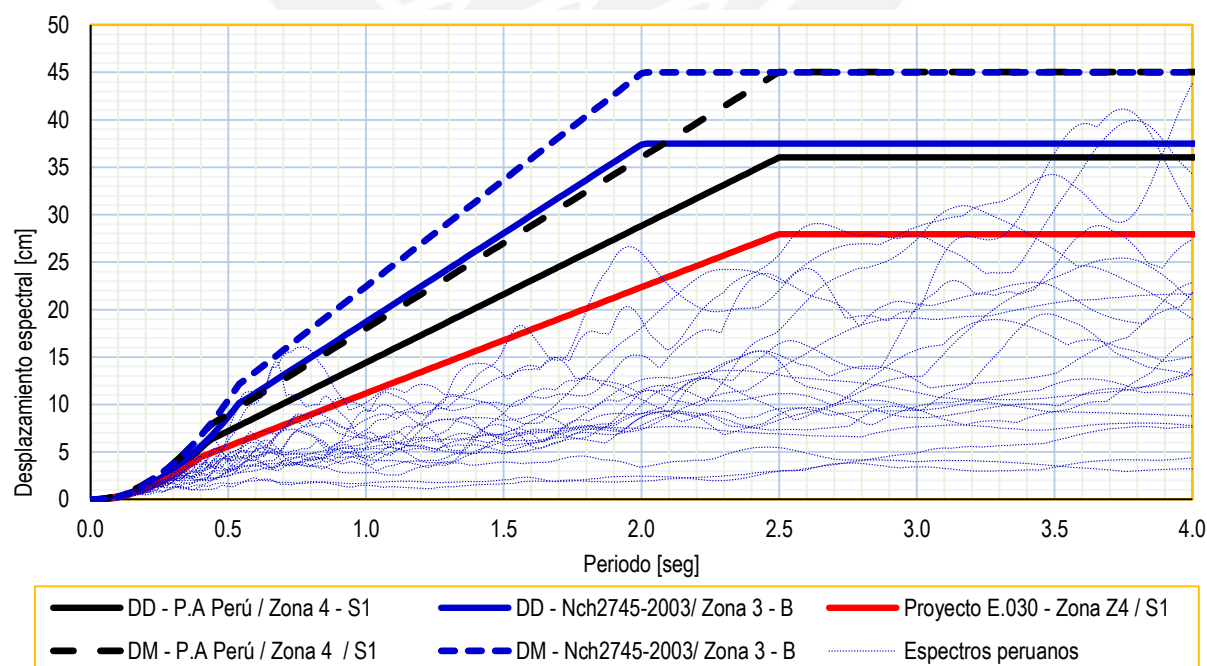


Figura III-39 Comparación entre espectros de desplazamientos de Chile y Perú - $S_1 \approx B$

3.12 ANÁLISIS DE HISTORIA DE LA RESPUESTA EN EL TIEMPO

Una de las más importantes aplicaciones de la teoría de la dinámica de estructuras es el análisis de la respuesta en el tiempo. Es así, que ambas normas establecen que este análisis es obligatorio en el diseño de todas las estructuras aisladas. Sin embargo, existen dudas en la forma de seleccionar y escalar los registros empleados para este análisis, los cuales se tratan a continuación.

3.12.1 Comentarios al análisis de historia de la respuesta en el tiempo

Las normas NEHRP 2009 y Nch2745-2003 establecen recomendaciones generales para el empleo del análisis de la respuesta en el tiempo, permitiendo el uso de un número determinado de registros sintéticos que cumplan con las condiciones de la Tabla VI-11 del Anexo VI. Sin embargo, surgen dudas sobre la forma de elección de los registros, la forma de escalarlos para hacer el denominado “Match” con el espectro de diseño y si es que el número de registros solicitado es suficiente para garantizar que el diseño sea seguro. Por esta razón, a continuación se describen algunas consideraciones para el escalamiento y selección de registros que se han tomado en cuenta para realizar la propuesta para el diseño de edificios aislados en el Perú.

3.12.2 Selección de los registros

En países como Chile y Estados Unidos existe una base de datos de registros reales que facilita la identificación de registros que cumplan con las características sismogénicas definidas como deseables, lo cual puede dificultar la selección objetiva e imparcial de los registros, ya que la selección puede ser aleatoria o se tienda a seleccionar los registros que generen la respuesta más “deseable” omitiendo los registros que generen resultados más “desfavorables” (Oyarzo, 2009).

Para salvar los inconvenientes en la selección de registros se han desarrollado varios trabajos orientados a minimizar la complejidad y el error en la selección de los registros. Por ejemplo Ellen M. Rathje y Alberth R. Kottke desarrollaron un proceso semi-automatizado para seleccionar y escalar los registros y ajustarlos al espectro de respuesta objetivo, controlando al mismo tiempo la desviación estándar (Kottke y Rathje, 2008). Sin embargo, procedimientos de este tipo pueden ser laboriosos, dificultando la mejor selección de los registros, más aún cuando no se cuenta con la suficiente experiencia. Por esta razón, normas como la de Nueva Zelanda han definido un conjunto de registros apropiados para zonas de peligro sísmico (Fig. III-40), con características similares de sismicidad, en las cuales se ha establecido propiedades para los registros como magnitud, profundidad, distancia epicentral y mecanismo de falla. En la definición de estos mapas, se ha considerado que los espectros de los registros tengan formas parecidas al espectro de diseño para la zona y suelo requerido.

En Japón para realizar el análisis tiempo historia se ha definido un conjunto de 3 registros denominados "golden set". Estos registros son El Centro NS 1940, Taft EW 1952 y Hachinohe EW 1968 y se han escalado a un valor PGV de 0,5 m/s. Además, debido a que los espectros de respuesta de estos registros están por debajo del espectro de diseño de la norma japonesa, en el análisis se considera un conjunto adicional de tres registros regionales específicos, con espectros de aceleraciones ajustados al espectro de diseño del sitio. En este conjunto se incluye generalmente el registro JMA Kobe y los valores máximos de respuesta de todos los registros se utilizan en el diseño (Becker *et al.*, 2010).

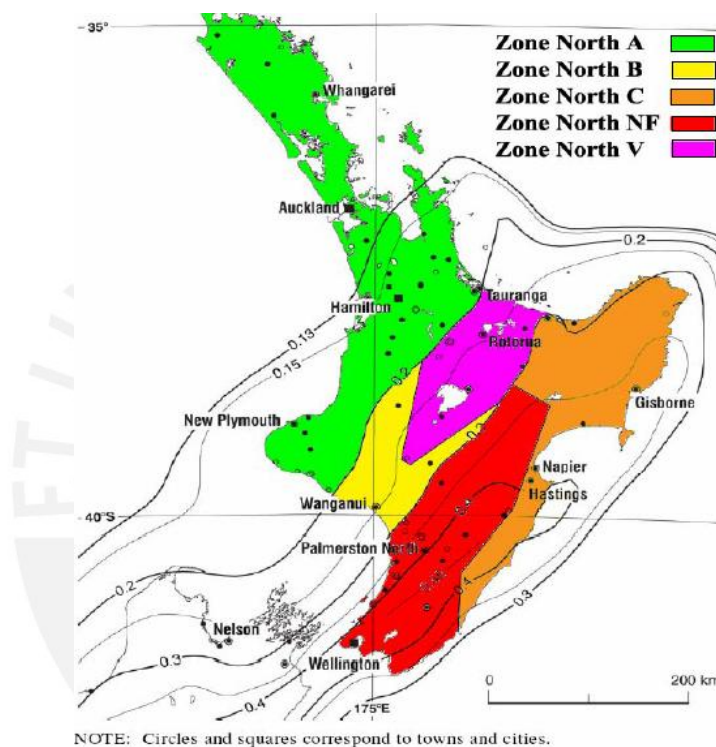


Figura III-40 Zonas sísmicas para el análisis tiempo historia en la Isla del Norte Nueva Zelandia

3.12.3 Número de registros

Respecto al número de registros algunos estudios como el de (Dhakal *et al.*, 2007; Oyarzo y Chouw, 2008) han demostrado que la respuesta obtenida a partir del uso de 3 registros no es la mejor. Esto se debe a que si uno de los registros seleccionados posee picos de aceleraciones elevados se puede esperar que la respuesta obtenida se eleve.

En esta situación el sentido de diseñar para un conjunto de registros para contemplar las propiedades generales del conjunto se pierde y el diseño se realizaría para el pico del registro más elevado o las singularidades de un registro específico. Por lo tanto, es una mejor opción trabajar con 7 registros y considerar como parámetro de diseño la respuesta estructural promedio de la acción del conjunto de registros (Oyarzo, 2009).

3.12.4 Escalamiento de los registros

Al seleccionar los registros para su uso en el análisis de la historia de la respuesta, los códigos de diseño tales como el NEHRP 2009 y la norma Nch2745-2003 requieren que el promedio del espectro resultante, ya sea el SRSS o la componente falla normal, del conjunto de registros no sea menor al espectro de diseño objetivo en un rango determinado de periodos.

Esto se debe a que el espectro de diseño utilizado para seleccionar y modificar registros, se basa en los estudios de peligro sísmico de sitio. Por lo tanto, es importante que los registros utilizados en la simulación se modifiquen de tal manera que sus características se conserven tanto como sea posible. El enfoque de escalar los registros para cumplir con los códigos de diseño logra este objetivo ya que los registros mantienen sus propiedades a excepción de la amplitud que es modificada. Sin embargo, puede haber casos en los que la amplificación requerida, o la de amplificación, de los registros puede generar espectros de respuesta promedio, que varían significativamente respecto a la forma del espectro de diseño objetivo, en ciertos rangos de periodos. Esto puede conducir a que se obtengan respuestas irreales en los modos altos sobre todo cuando se usa un número limitado de registros, ya que cada registro puede influir en el promedio significativamente.

La norma Nch2745 – 2003 advierte el efecto del empleo de amplificación del espectro, tal como se muestra en la Fig. III-41 (NCh2745-2003, 2003; PrNCh2745, 2013).

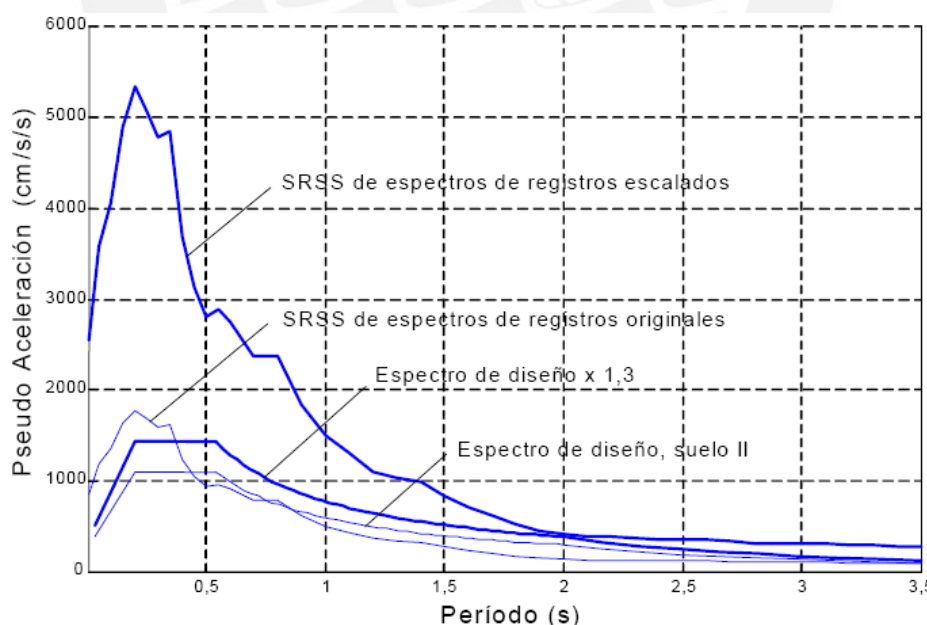


Figura III-41 Ajuste al espectro de diseño mediante el escalamiento de registros (PrNCh2745, 2013)

El “Match” espectral que es un método que fue desarrollado para abordar la limitación del método de escalamiento de los registros. En este método cada registro es individualmente modificado de tal manera que su espectro de aceleraciones se ajusta al espectro objetivo.

Software como Seismo Match y EZ-Frisk emplean este método, que usa el algoritmo de ondas (wavelets) propuesto por Abrahamson (1992) y Hancock *et al.* (2006). El método tiene la ventaja de que las características del conjunto de registros son independientes de su selección pero minimiza el potencial de amplificación de los modos más altos y reduce significativamente la variabilidad de las ordenadas espectrales debido a que cada componente de los registros se modifica para ajustarse al espectro objetivo (Mazzoni *et al.*, 2012).

Esto cumple con el objetivo de los códigos de evaluar la respuesta promedio, pero no es apropiado para los procesos de diseño donde la variabilidad debe ser considerada. Es así, que el ASCE/SEI 7-10 considera este aspecto como una excepción para el diseño de ciertos componentes estructurales donde la respuesta máxima debe ser considerada.

La principal crítica al match espectral es que se generan registros poco realistas, ya que los registros se modifican en forma significativa perdiendo el contenido de frecuencias característico de cada registro, resultando en el mismo contenido de energía para todos los registros. Tampoco existe variabilidad entre los registros en términos de espectros de respuesta elástica esperándose que la pérdida de picos y valles a lo largo del rango de periodos produzcan resultados poco realistas (Mazzoni *et al.*, 2012). Este efecto se puede notar en el ajuste realizado de los registros peruanos en suelo S1 de la Tabla III-7 que se muestra en la Fig. III-42.

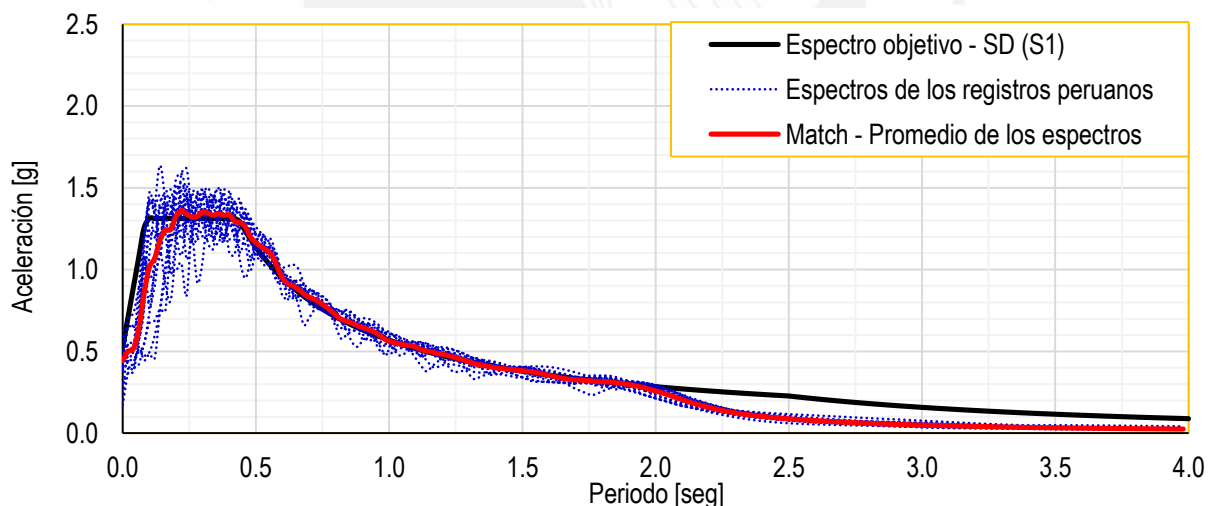


Figura III-42 Ajuste al espectro de diseño mediante el método del Match espectral

3.12.5 Método de ajuste al espectro objetivo “Mean Spectrum Matching”

Un método que permite evitar los problemas descritos anteriormente es la denominada “Mean spectrum matching” (MSM) propuesto por (Mazzoni *et al.*, 2012).

El método MSM fue desarrollado para minimizar las limitaciones de los métodos tradicionales siendo revisado y aprobado por el CGS (California Geological Survey) y la OSHPD (Office of Statewide Health Planning and Development), para su uso en el diseño de hospitales nuevos en Estados Unidos.

El MSM preserva las ventajas del escalamiento de amplitud manteniendo las características dinámicas de los registros individualmente, así como, permite minimizar la amplificación para los modos altos ajustando el promedio a los requerimientos del código.

El objetivo de la metodología es escalar y modificar los registros de tal manera que el promedio del espectro resultante definido como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) ó la componente normal a la falla se ajuste al espectro objetivo. De esta manera, los picos y valles de los registros, las características y contenido de energía son preservadas.

Este método se desarrolla mediante los tres pasos que a continuación se describen:

- En este paso cada registro es escalado para ajustarse a un criterio bajo el espectro objetivo.
- En esta paso el conjunto de registro es escalado con un factor común de tal manera que el error cuadrático (MSE) promedio se minimiza respecto al espectro objetivo.
- Es el paso final, y en este paso los registros son modificados individualmente en el rango de periodos requerido de tal manera que el promedio del conjunto se ajusta al espectro objetivo.

En el anexo V se describe los pasos seguidos hacer el Match con el espectro de diseño empleando la metodología denominada Mean Spectrum Matching y como ejemplo de la aplicación del método la Fig. III-43 muestra el ajuste del promedio del grupo de espectros de respuesta los registros de la Tabla III-7 de suelo S1 al espectro de diseño objetivo, empleando el método del MSM

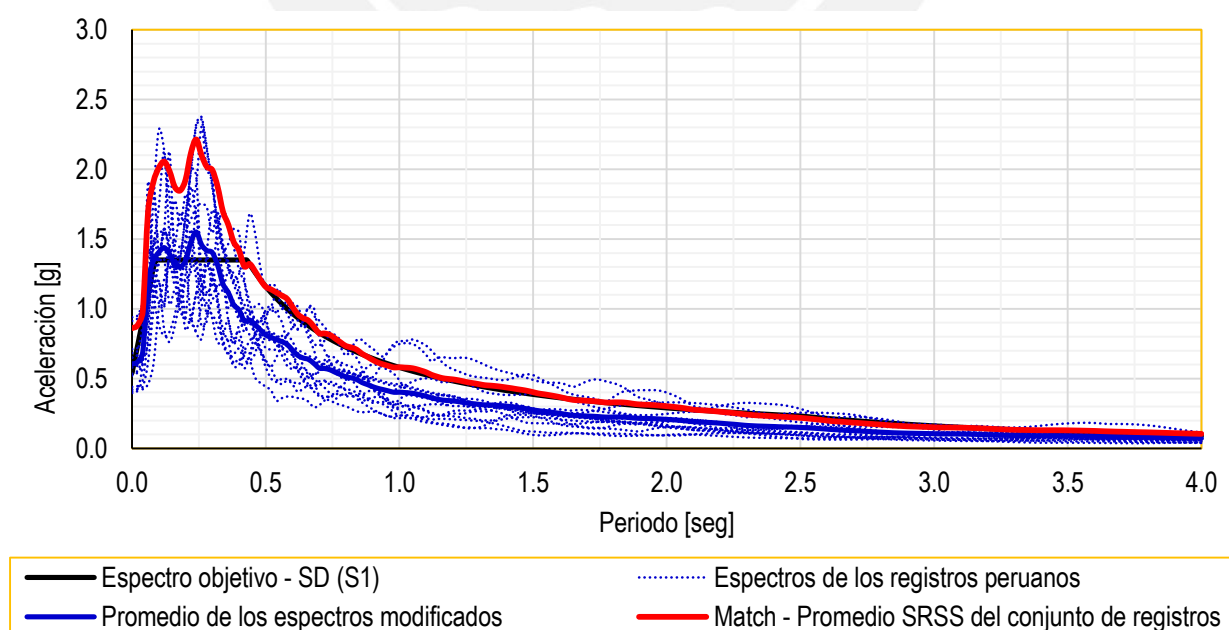


Figura III-43 Ajuste al espectro de diseño mediante el método del Men Spectrum Matching para los registros peruanos en suelo S1

3.13 PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS

Las normas NEHRP 2009 y NCh2745-2003 establecen dos procedimientos para determinar los niveles de fuerza sísmica. El primero procedimiento corresponde al método estático, mediante la determinación de una fuerza lateral equivalente y el segundo procedimiento es el dinámico y puede ser por superposición modal espectral o análisis de la historia de la respuesta en el tiempo.

3.14 SELECCION DE LOS PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS

Los dos procedimientos de análisis, el procedimiento de análisis estático y el procedimiento de análisis dinámico se basan en el mismo nivel de entrada de fuerza sísmica y requieren un nivel similar de desempeño del edificio.

En el procedimiento de análisis estático, se establecen fórmulas para determinar una fuerza lateral equivalente, como una función de la aceleración espectral, que permiten determinar el desplazamiento lateral pico, las fuerzas de diseño, el período y el amortiguamiento de la edificación con base aislada.

El procedimiento de análisis dinámico se utiliza para determinar la respuesta máxima de la estructura aislada y se requiere para edificios con una geometría compleja o para edificios flexibles. Este procedimiento puede ser por superposición modal espectral o análisis de la historia de la respuesta en el tiempo. Además, el procedimiento de análisis dinámico de respuesta en el tiempo puede ser estático no lineal (AENL), también conocido como pushover, y análisis dinámico no-lineal (ADNL) o de respuesta en el tiempo.

El modelo no lineal incluye a los aisladores y puede incluir o no a la superestructura dependiendo de su importancia; sin embargo, el objetivo de la aislación sísmica es que la no linealidad de la superestructura sea pequeña. Por esta razón, a pesar de que la mayoría de estructuras con aislación sísmica son analizadas por modelos dinámicos lineales o no lineales, ambas normas establecen un requisito mínimo de demanda de deformación y fuerza equivalente a un porcentaje de la demanda indicada por las fórmulas de análisis estático, incluso cuando se realiza análisis dinámico. Esta indicación provee un nivel mínimo de seguridad contra un diseño excesivamente no conservador.

Las Tablas VI-12 y VI-13 del Anexo VI, resumen los requisitos establecidos por las normas Nch-2745-2003 y NEHRP 2009.

3.15 PROCEDIMIENTO DE FUERZA LATERAL EQUIVALENTE

La norma NEHRP 2009 y la norma NCh2745-2003 establecen los desplazamientos laterales y la fuerza cortante mínima para el uso del procedimiento de fuerza lateral equivalente. A continuación se detallan los requerimientos mínimos.

3.15.1 Desplazamientos laterales mínimos

Ambas normas establecen que el sistema de aislación debe diseñarse y construirse para soportar como mínimo, desplazamientos sísmicos laterales que actúen en la dirección de los dos ejes principales de la estructura, según lo que se establece en la Tabla VI-14 del Anexo VI. Además, en la Tabla VI-15 del mismo anexo se muestra los coeficientes C_D y C_M usados por la norma chilena. Estos coeficientes corresponden a los desplazamientos espectrales que son compatibles con los registros chilenos.

3.15.2 Factores de modificación de amortiguamiento B_D ó B_M

El factor de modificación de amortiguamiento (B_D ó B_M) es un parámetro que relaciona la respuesta espectral de un sistema de un grado de libertad con 5% de amortiguamiento crítico el valor para otro grado de amortiguamiento. Este factor depende del grado de amortiguamiento y el período natural de la estructura y puede ser calculado a partir de la respuesta espectral de desplazamientos (Ec. II-17), velocidades (Ec. III-18) y aceleraciones (Ec. III-19).

$$B_d = \frac{|u(t)|_{\text{máx}}}{|u(t)|_{\text{máx}, \xi=5\%}} = \frac{S_d}{S_{d, \xi=5\%}} = \frac{PS_a}{PS_{a, \xi=5\%}} = \frac{PS_v}{PS_{v, \xi=5\%}} \quad (\text{III-17})$$

$$B_v = \frac{|\dot{u}(t)|_{\text{máx}}}{|\dot{u}(t)|_{\text{máx}, \xi=5\%}} = \frac{S_v}{S_{v, \xi=5\%}} \quad (\text{III-18})$$

$$B_a = \frac{|\ddot{u}(t)|_{\text{máx}}}{|\ddot{u}(t)|_{\text{máx}, \xi=5\%}} = \frac{S_a}{S_{a, \xi=5\%}} \quad (\text{III-19})$$

En las ecuaciones anteriores, B_d , B_v y B_a son los factores de reducción de amortiguamiento derivados de la respuesta de desplazamiento, velocidad y aceleración respectivamente y $u(t)$, $\dot{u}(t)$, $\ddot{u}(t)$, son el desplazamiento relativo, la velocidad relativa y la aceleración relativa respectivamente, los cuales definen la ecuación diferencial de movimiento (de un sistema de 1 grado de libertad con amortiguamiento viscoso sujeto a una aceleración del suelo $\ddot{u}_g(t)$) (Ec. III-20).

$$k u(t) + c \dot{u}(t) + m \ddot{u}(t) \quad (\text{III-20})$$

Dónde k , c , m y ξ son la rigidez, el coeficiente de rigidez, la masa y el grado de amortiguamiento del sistema. Además, la aceleración absoluta está dada por la Ec. (III-20) y las Ecs. III-21 a III-25 definen la aceleración espectral, el desplazamiento espectral, la velocidad espectral, la pseudovelocidad y la pseudoaceleración respectivamente y ω representa la frecuencia angular.

$$\ddot{u}'(t) = \ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t) \quad (\text{III-21})$$

$$S_a = |\ddot{u}'(t)|_{\text{máx}} = |\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t)|_{\text{máx}} \quad (\text{III-22})$$

$$S_d = |u(t)|_{\text{máx}} \quad (\text{III-23})$$

$$S_v = |\dot{u}(t)|_{\text{máx}} \quad (\text{III-24})$$

$$PS_v = \omega S_d \quad (\text{III-25})$$

$$PS_a = \omega^2 S_d, \quad (\text{III-26})$$

La Ec. III-20 puede ser resuelta mediante la integral de Duhamel, dando lugar a las Ec. III-27 a III-31

$$u(t) = -\frac{1}{\omega \sqrt{1-\xi^2}} S(t) \quad (\text{III-27})$$

$$\dot{u}(t) = \frac{d u(t)}{dt} = -\xi \omega u(t) - C(t) \quad (\text{III-28})$$

$$\ddot{u}'(t) = \frac{d \dot{u}'(t)}{dt} = \omega^2 (1-2\xi^2) u(t) + 2\xi \omega C(t) \quad (\text{III-29})$$

$$S(t) = \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi \omega (t-\tau)} \sin \omega_d (t-\tau) d\tau \quad (\text{III-30})$$

$$C(t) = \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi \omega (t-\tau)} \cos \omega_d (t-\tau) d\tau \quad (\text{III-31})$$

Consecuentemente el desplazamiento, la velocidad y la aceleración de respuesta espectral, están dados por las Ec. III-32 a III-33 respectivamente

$$S_d = |u(t)|_{\text{máx}} = -\frac{1}{\omega \sqrt{1-\xi^2}} |S(t)|_{\text{máx}} \quad (\text{III-32})$$

$$S_v = |\dot{u}(t)|_{\text{máx}} = |-\xi \omega u(t) - C(t)|_{\text{max}} \quad (\text{III-33})$$

$$S_a = |\ddot{u}'(t)|_{\text{máx}} = |\omega^2 (1-2\xi^2) u(t) + 2\xi \omega C(t)|_{\text{max}} \quad (\text{III-34})$$

Las Ecs. III-17 a III-19 muestran que B_d puede ser obtenido del desplazamiento espectral (S_d), la pseudo aceleración espectral (PS_a) o de la pseudo velocidad espectral (PS_v), B_v se obtiene a partir de las velocidades relativas (S_v) y B_a a partir de las aceleraciones absolutas (S_a) respectivamente.

De las Ecs. III-26 y III-34 se observa que S_a es igual a PS_a para un valor de $\xi=0\%$, presentando una gran diferencia a mayor grado de amortiguamiento y de las Ecs. III-25 y III-33, S_v es diferente de PS_v para todos los valores del amortiguamiento incluso cuando el grado de amortiguamiento ξ es cero.

Las diferencias entre S_v y PS_v son importantes de considerar en el diseño de sistemas que incorporar amortiguamiento mediante el uso de dispositivos de amortiguamiento viscoso que responden a la velocidad relativa o cuando se busca minimizar el daño estructural de las componentes no estructurales generado por la aceleración absoluta (Sáez *et al.*, 2012). Por otra parte, Lin y Chang (2004) propusieron una ecuación de regresión para B_d para grados de amortiguamiento 2% y 50%, y periodos entre 0,1 y 10 s. Ellos usaron una base de datos de 1053 acelerógrafos de 102 eventos sísmicos de Estados Unidos y sugirieron que el cálculo del factor B deberá ser derivado de la respuesta de aceleraciones (B_a) para el diseño de las estructuras en las que el amortiguamiento estructural proviene del comportamiento histerético de la misma estructura, y si existe un amortiguamiento adicional al de la estructura proveniente de sistemas de disipación de energía, el factor B deberá ser derivado de la respuesta de desplazamientos (B_d) (Lin y Chang, 2004). Este aspecto es importante de considerar en los sistemas de aislación sísmica, ya que permiten incorporar amortiguamiento a la estructura, motivo por el cual es recomendable estimar los factores B deberán ser derivados de la respuesta de desplazamientos. Es decir $B=B_d$.

Autores, como Bommer y Mendis (2005) incluyeron en sus estudios, variables como la Magnitud del sismo, distancia al hipocentro, tipo de suelo, efecto de direccionalidad y duración del movimiento llegando a la conclusión de que B_d es menor cuando la magnitud del terremoto es mayor, lo cual también se cumple cuando se considera la distancia a la fuente. Respecto al tipo de suelo, se encontró que el valor de factor de modificación es menor para suelos blandos y medios respecto a la roca. Cameron y Green (2007) estudiaron las mismas variables que Bommer y Mendis llegando a ratificar sus resultados usando una base de datos más grande y su conclusión fue que B_d es menor cuando el período de vibración está cerca de los períodos de los registros con más contenido de energía. En consecuencia, el factor de modificación de amortiguamiento depende de las condiciones geotécnicas, esto debido a que las capas de suelo filtran las frecuencias altas y amplifican las frecuencias cerca del período dominante del suelo. El contenido de frecuencias que es un factor importante en la estimación del factor B, se ve afectado por los tipos sismos y suelo. Los sismos del tipo interface e intraplaca tienen diferentes características de contenidos de frecuencias, duración, longitud de la ruptura y tensión de falla, siendo la más importante de sus características el contenido de frecuencias. Los sismos intraplaca tienen mayor contenido de energía a altas frecuencias respecto a los sismos interfase y el contenido de frecuencias. Sáez *et al.* para la zona de Chile han investigado la influencia de los tipos de suelos y sismos sobre el factor de modificación de amortiguamiento B, tal como se muestra en la Fig. III-44 (Sáez *et al.*, 2012). La conclusión que tuvieron es que el factor B es menor para periodos cortos y mayor para periodos largos para sismos intraplaca en relación a los sismos interface. Este efecto aunque es más relevante en suelos de roca firme también se produce en suelos firmes.

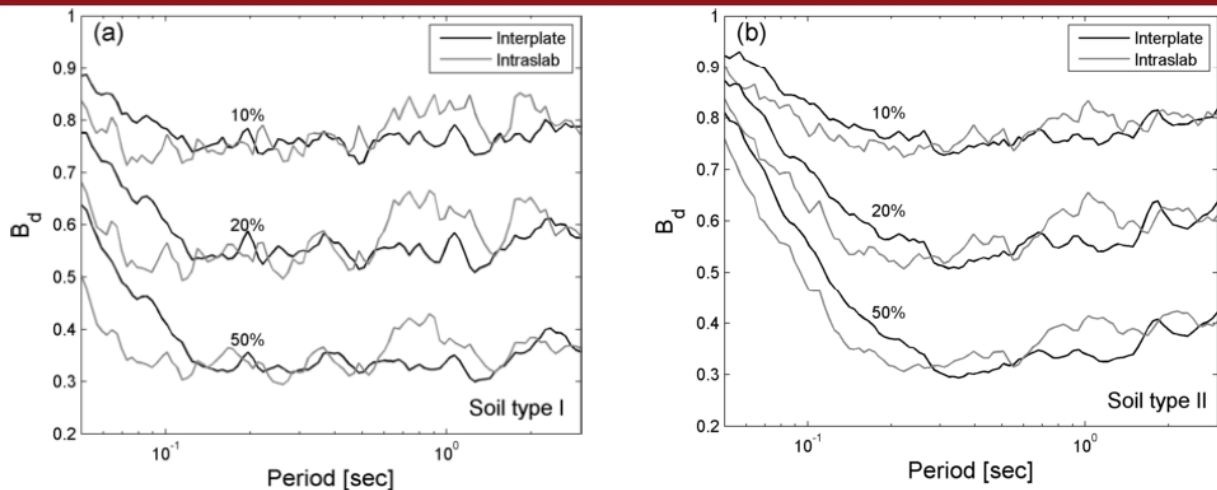


Figura III-44 Factor B_d para fallas tipo interface e intraplaca en suelos tipo I y II en Chile

Para el caso chileno es claro que B_d tiende a 1,0 cuando el período va a cero, siendo más pronunciado para suelos blandos, lo cual se debe a que el contenido de frecuencia de sus registros es más baja y para períodos altos las diferencias entre estos tipos de suelos no es relevante (Sáez et al., 2012).

En cuanto a los efectos de la direccionalidad en eventos de proximidad a la fuente, se encontró que los pulsos de velocidad reducen la eficacia de la amortiguación (Bommer y Mendis, 2004; Sáez et al., 2012) y respecto al efecto de la duración del movimiento sobre el factor B_d Bommer y Mendis (2005), Stafford et al. (2008) y Sáez et.al (2012) encontraron grandes diferencias de este valor para movimientos de duración muy cortos y movimientos largos. Sin embargo, Cameron y Green (2007) que la duración es importante solo para grados de amortiguamiento muy bajos, cercanos a 1% (Sáez et al., 2012).

3.15.3 Registros peruanos usados para estimar el factor B_d

En este trabajo se seleccionó un conjunto de 14 registros de aceleraciones sísmicas medidos en el Perú, cada uno compuesto por las dos componentes horizontales del movimiento del suelo (E-W y N-S), con profundidad focal menor a 40 Km y magnitud M_w , M_b o M_s mayor a 6,0. Los registros pertenecen a la base de datos de la red acelerográfica del Cismid FIC/UNI – REDACIS (CISMID, 2014) y de la base de datos del Instituto Geológico del Perú IGP (IGP, 2014). Los registros se clasificaron en dos tipos de suelo, S1 (roca o suelos muy duros) y S2 (suelos intermedios), según lo indica el proyecto de norma E.030 (2015), con velocidades de propagación de ondas de corte comprendida entre 500 m/seg a 1500 m/seg y 180 m/seg a 500 m/seg, respectivamente. Para el suelo tipo S1 se clasificaron 14 registros de aceleraciones con valores de PGA comprendidos entre 69,6 cm/seg² y 269,3 cm/seg² y periodos de vibración predominantes del suelo menores a 0,40 seg. Para el suelo tipo S2 se clasificaron 14 registros de aceleraciones con valores de PGA comprendidos entre 9,42 m/seg² y 295,22 m/seg² y periodos de vibración predominante del suelo mayor o igual a 0,40 seg. La Tabla III-19 resume los registros usados.

Tabla III-19 Registros peruanos empleados para estimar el factor B_d

| Tipo de suelo | Estación | Clave | Fecha | Localización de estación | Magnitud | Periodo predominante T_m | |
|---------------|-------------------------------------|--------|-----------------------|--------------------------|------------|----------------------------|------|
| | | | | | | E-W | N-S |
| S1 | Parque de la reserva | PRQ | 17 de octubre de 1966 | Lima | $M_s=7,75$ | 0.22 | 0.23 |
| | Parque de la reserva | PRQ | 31 de mayo de 1970 | Lima | $M_s=7,80$ | 0.25 | 0.27 |
| | Parque de la reserva | PRQ | 3 de octubre de 1974 | Lima | $M_b=6,2$ | 0.32 | 0.28 |
| | Surco | SCO | 3 de octubre de 1974 | Lima | $M_s=7,6$ | 0.35 | 0.32 |
| | Alberto Giesecke Matto | TAC2 | 13 de junio de 2005 | Tacna | $M_w=7,8$ | 0.27 | 0.31 |
| | Jorge Alva Hurtado | CSM | 15 de agosto de 2007 | Lima | $M_w=7,9$ | 0.28 | 0.22 |
| | Tacna | TAC | 6 de mayo de 2010 | Tacna | $M_w=6,2$ | 0.31 | 0.32 |
| | La Molina | MOL | 15 de agosto de 2007 | Lima | $M_w=8,0$ | 0.183 | 0.19 |
| | Zarate | ZAR | 5 de enero de 1974 | Lima | $M_w=6,5$ | 0.14 | 0.14 |
| | Moquegua | MOQ | 6 de mayo de 2010 | Moquegua | $M_w=6,2$ | 0.35 | 0.28 |
| S2 | La Yarada | LYA | 06 de Mayo del 2010 | Tacna | $M_w=6,20$ | 0,63 | 0,40 |
| | Consejo departamental de Lima - CIP | CDLCIP | 15 de Agosto del 2015 | Lima | $M_s=7,80$ | 0,54 | 0,40 |
| | César Vizcarra Vargas | MOQ1 | 23 de Junio del 2001 | Moquegua | $M_w=8,3$ | 0,53 | 0,52 |
| | Jorge Basadre Grohmann | TAC1 | 1 de Abril del 2014 | Tacna | $M_w=8,2$ | 0,46 | 0,51 |
| | | CSM | 02 de Abril del 2014 | Tacna | $M_w=7,6$ | 0,51 | 0,51 |
| | | TAC1 | 16 de Marzo del 2014 | Tacna | $M_w=6,7$ | 0,62 | 0,67 |
| | Alberto Giesecke | TAC2 | 1 de Abril del 2014 | Tacna | $M_w=8,2$ | 0,60 | 0,55 |

3.15.4 Procedimiento de selección y escalamiento de los registros

De cada registro seleccionado se calculó su espectro de diseño para periodos espectrales en un rango de 0,0 a 4,0 seg con un paso de 0,02 seg. Los espectros fueron escalados y modificados de tal manera que el promedio del espectro resultante de las dos componentes horizontales combinadas como SRSS se ajusta al espectro de diseño objetivo, representado por el espectro elástico de diseño propuesto en 3.11 para el diseño de sistemas con aislación sísmica en el Perú.

El método usado para realizar el ajuste de los espectros de los registros al espectro objetivo fue el denominado "Mean spectrum matching" (MSM) propuesto por (Mazzoni et al., 2012) descrita en 3.12.5, que se detallada en el Anexo V. Este método se usó porque preserva las ventajas del método de escalamiento de amplitud manteniendo las características dinámicas de los registros individualmente, así como, permite minimizar la amplificación para los modos altos ajustando el promedio a los requerimientos del código.

En la Fig. III-45 se muestran los espectros promedio combinados como la SRSS de las dos componentes horizontales para suelos S1 y S2

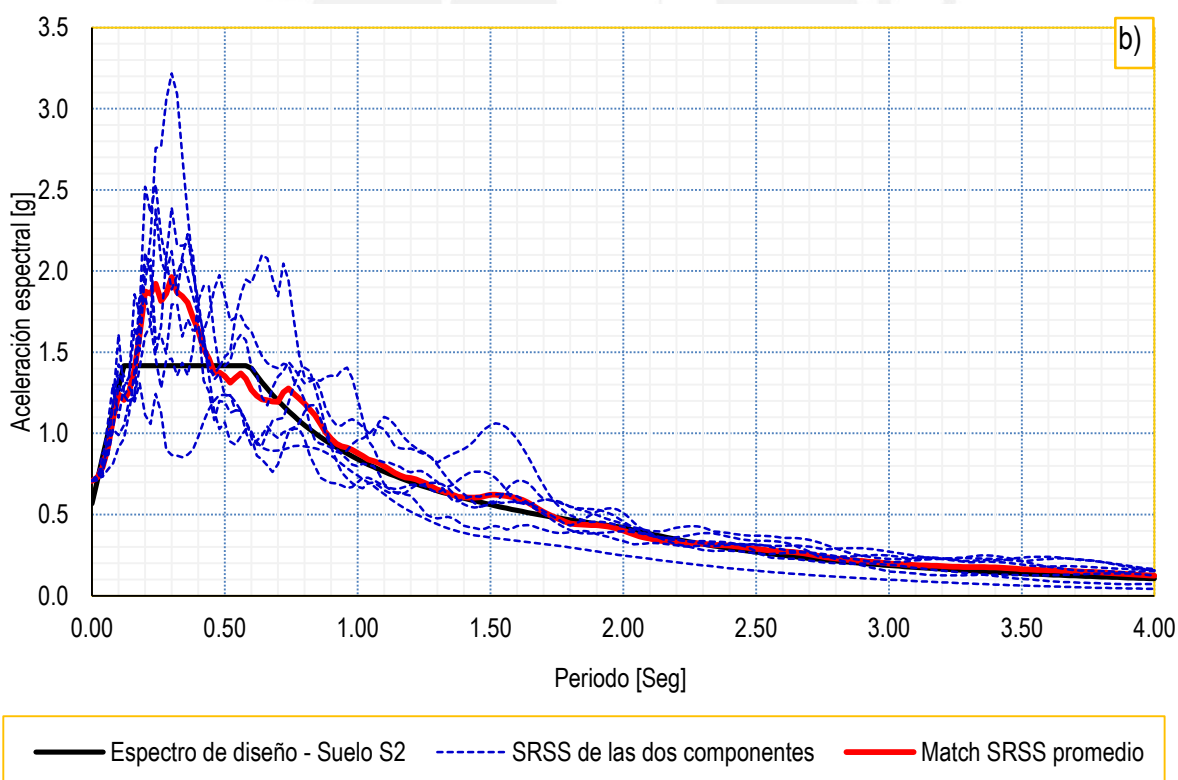
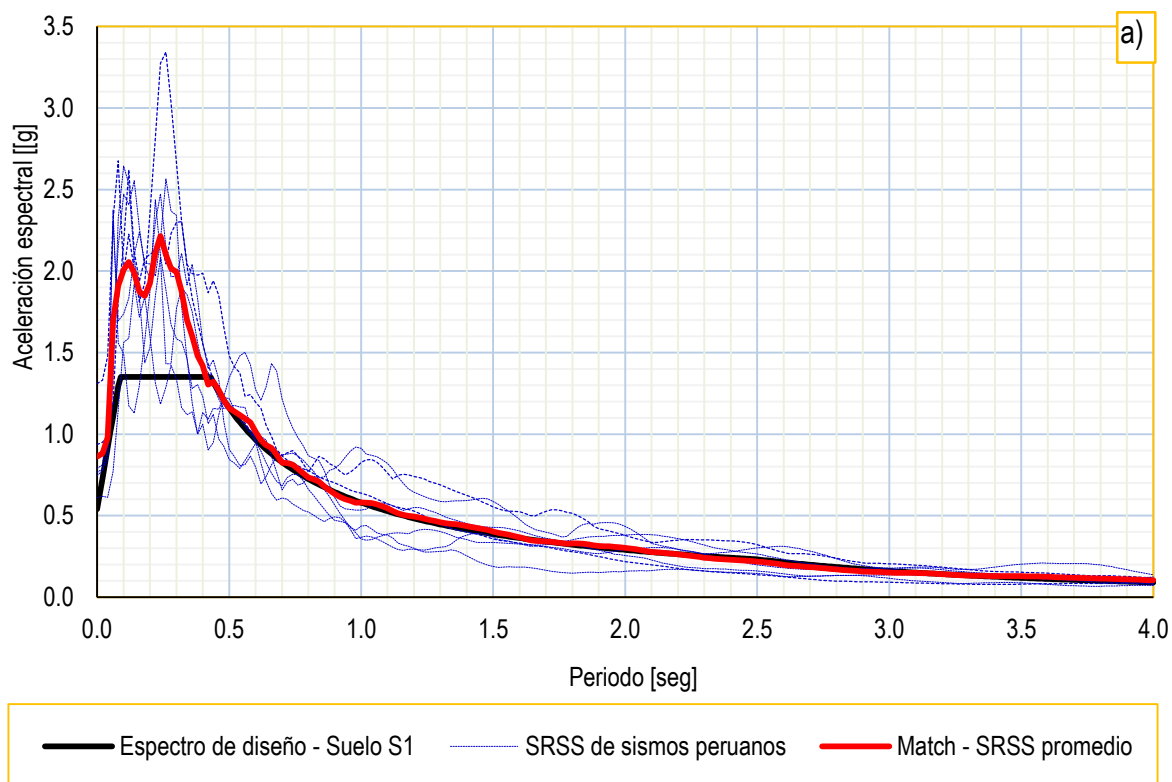


Figura III-45 Ajuste de los registros al espectro objetivo a) Suelo S1 b) Suelo S2

Es importante tomar en cuenta que los registros han sufrido poca variación, tanto en el dominio del tiempo (Fig. III-46) y en el dominio de la frecuencia (Figs. III-47), motivo por el cual, los registros han sufrido modificaciones poco significativas preservando sus características.

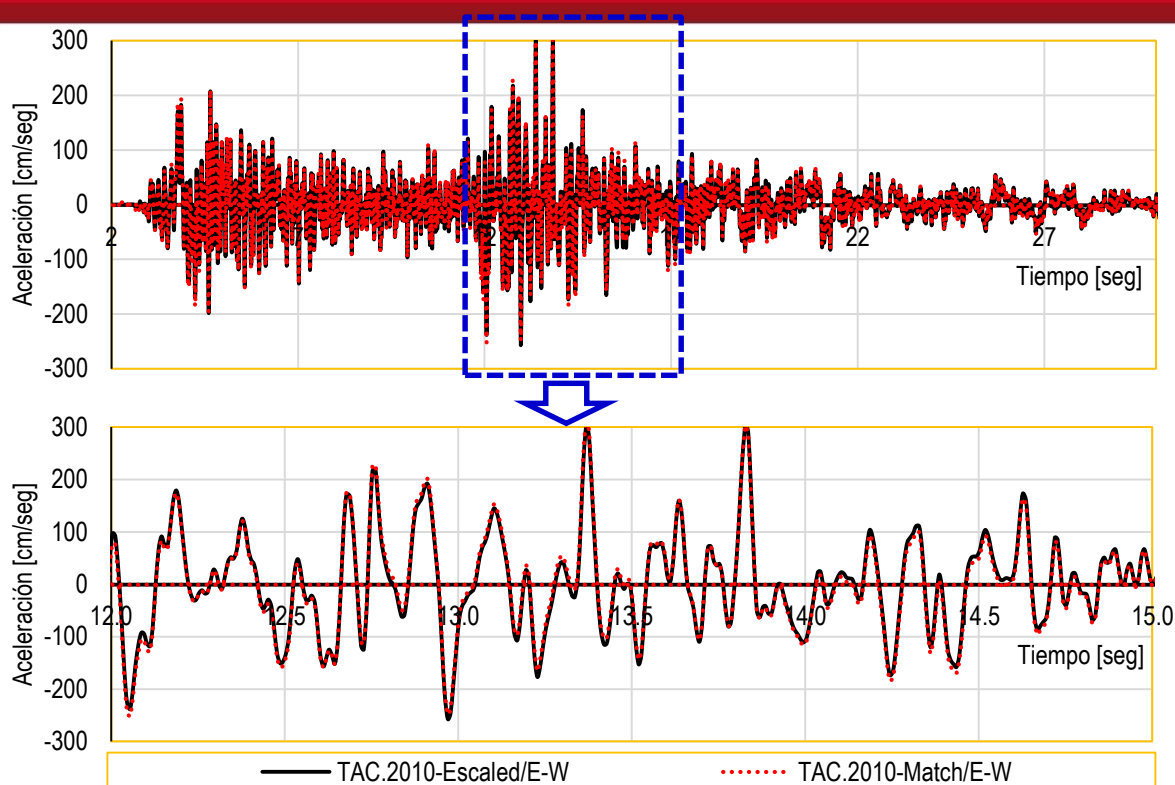


Figura III-46 Registro - sismo de Tacna 2010 / componente E-W (Dominio del tiempo)

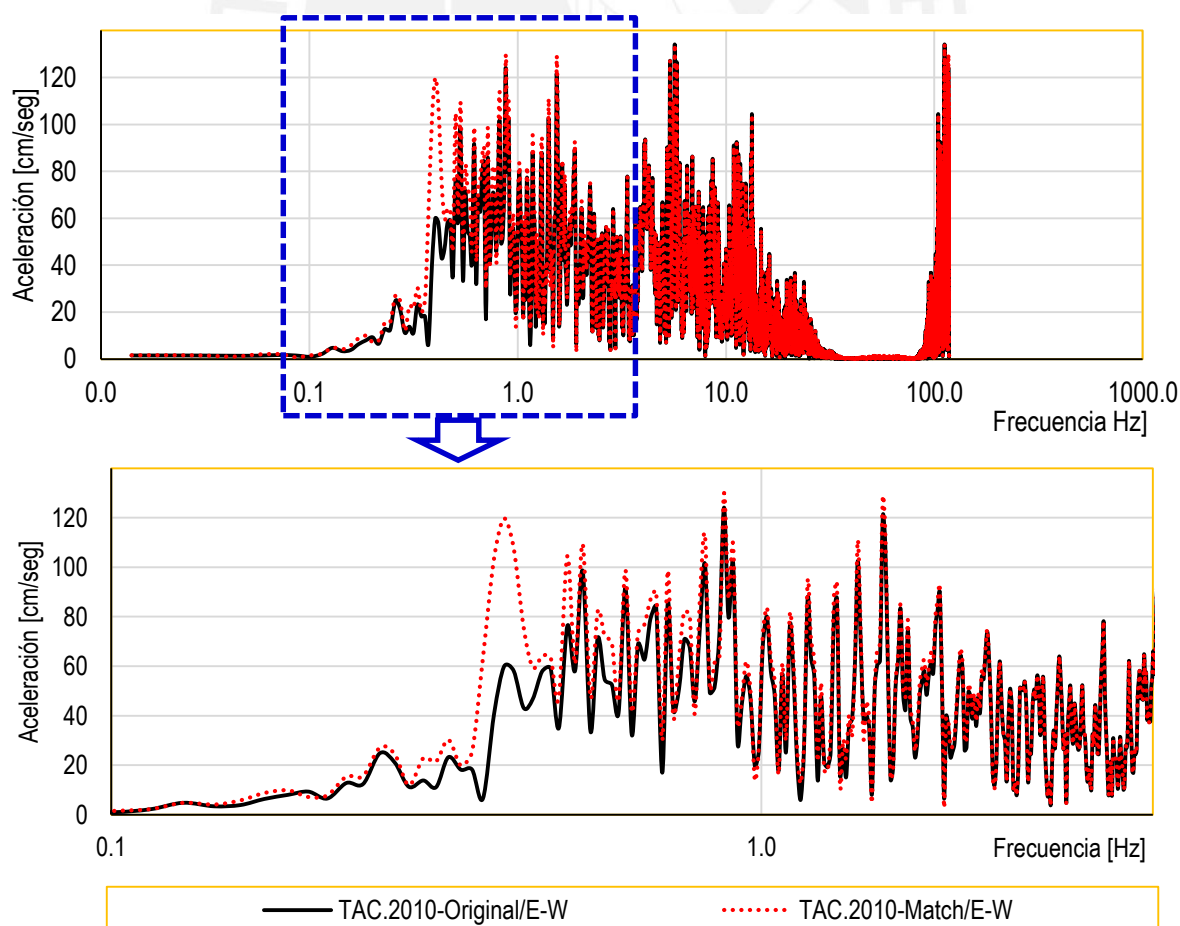


Figura III-47 Espectro de Fourier - sismo de Tacna 2010 / componente E-W (Dominio de frecuencia)

3.15.5 Estimación del ajuste del factor B_d de los registros peruanos

En este trabajo se calcularon los factores B_d derivados de la respuesta de desplazamientos usando la Ec.III-17 para grados de amortiguamiento de 10%, 15%, 20%, 30% y 50% para los tipos de suelo (S1 y S2) según la clasificación del proyecto de norma E.030 del 2015.

Las Figs. III-48 y III-49 muestran los factores B_d obtenidos con los registros peruanos en suelo S1 S2 respectivamente, comparando en a) los valores obtenidos de la respuesta de aceleraciones (B_a) y desplazamientos (B_d) y en b) los valores obtenidos de la respuesta de velocidades (B_v) y desplazamientos (B_d).

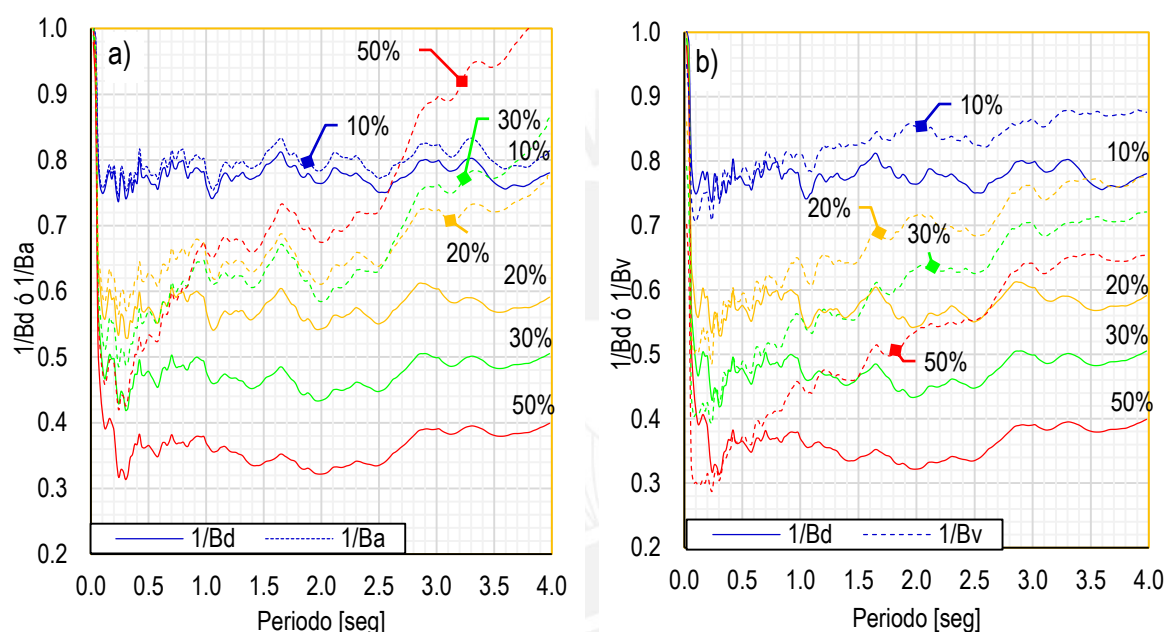


Figura III-48 Diferencia entre a) B_a y B_d y b) B_v y B_d para registros en suelo tipo S1

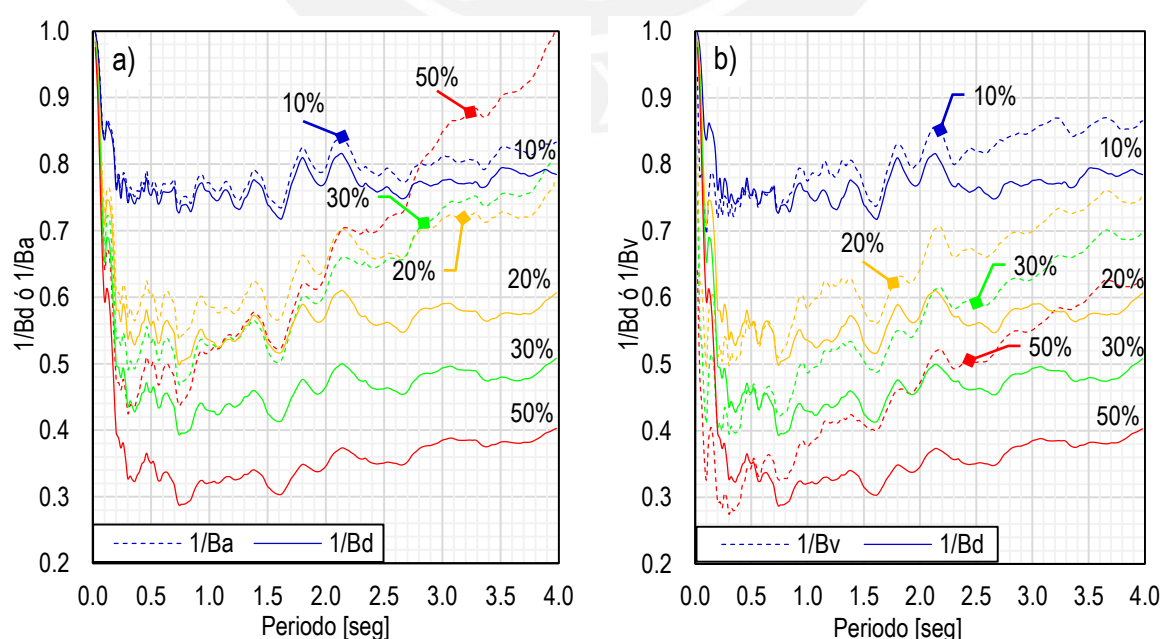


Figura III-49 Diferencia entre a) B_a y B_d y b) B_v y B_d para registros en suelo tipo S2

Se observa que la diferencia entre B_v y B_d para rangos de periodos entre 0,20 y 1,0 seg, es pequeña siendo sustancial para periodos más largos, especialmente para mayores grados de amortiguamiento. En el caso de B_a la diferencia respecto a B_d es pequeña para cantidades bajas de amortiguamiento pero es sustancial para valores de amortiguamiento mayores a 20% y periodos mayores a 1,0 seg. La Fig. III-50 muestra la similitud entre los factores B_d para los suelos S1 y S2 para grados de amortiguamiento de 10%, 15%, 20%, 30%, 40% y 50%.

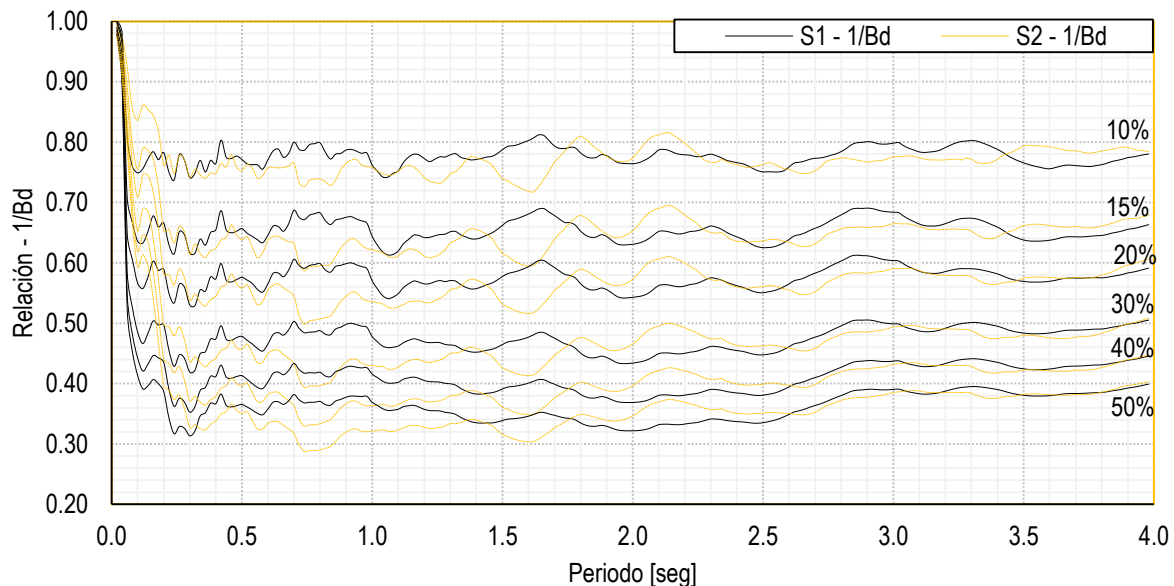


Figura III-50 – Factores de modificación de amortiguamiento para los registros peruanos

3.15.6 Valores del coeficiente B de distintos códigos y autores

En este estudio se han considerado los factores de modificación de amortiguamiento de los códigos i) chileno: Nch2745–2013 (PrNCh2745, 2013), ii) americanos: ASCE/SEI 7-10 (ASCE/SEI7-10, 2010), FEMA P-751 (FEMA P-751, 2012), FEMA 440 (FEMA, 2005), iii) Japonés: JSSI 2010 (JJSSI, 2010), iv) Chino: GB50011-2001 (GB50011-2001, 2001), v) el Eurocódigo 8 (Eurocode 8, 2004) y de los investigadores i) Newmark y Hall (Newmark y Hall, 1982) que fueron incorporaron en los códigos para el diseño de estructuras con aislación sísmica y/o sistemas de disipación de energía del UBC 1997, NEHRP 1997 y el IBC 2000. ii) Lin y Chang (2003), que usaron una base de datos de 1053 acelerógrafos de 102 eventos sísmicos de Estados Unidos (Lin y Chang, 2004) iii) los autores japonés Hanson (Hanson y Jeong, 1994) y Kasai (Kasai y Watanabe, 2003), y iv) A. Sáez et.al (Sáez et al., 2012) que desarrollaron una ecuación de regresión para calcular los factores B_d para el territorio chileno, considerando 130 registros, agrupando 28 registros para suelo tipo A, 76 para suelo tipo B y 26 para suelo tipo C. La Tabla III-20 compara los valores propuestos en los distintos códigos de diseño considerados en este trabajo, las Tablas III-21 a III-23 detallan las ecuaciones de regresión usadas en el cálculo de los factores B propuestos por los diferentes investigadores y la Fig. III-51 compara los factores B que no son una función del periodo estructura.

Tabla III-20 Factores de modificación de amortiguamiento B_d

| β [%] | ASCE/SEI 7 -10 | Nch2745 2013 | NEHRP 2009 | FEMA 440 | Newmark and Hall | Eurocódigo 8 2004 | China GB50011- | Japón JJSI 2010 |
|-------------|-------------------|-----------------|---------------|-------------|---------------------|----------------------|-------------------|--------------------|
| ≤ 2 | 0,80 | 0,65 | 0,80 | 0,80 | 0,85 | 0,84 | 0,76 | 0,80 |
| 5 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 10 | 1,20 | 1,37 | 1,20 | 1,20 | 1,15 | 1,22 | 1,28 | 1,33 |
| 15 | - | 1,67 | - | - | - | 1,41 | 1,47 | 1,67 |
| 20 | 1,50 | 1,94 | 1,50 | 1,50 | 1,35 | 1,58 | 1,60 | 2,00 |
| 25 | - | 2,17 | - | - | - | 1,73 | 1,70 | 2,33 |
| 30 | 1,70 | 2,38 | 1,80 | 1,80 | 1,52 | 1,87 | 1,78 | 2,67 |
| 40 | 1,90 | - | 2,10 | 2,10 | 1,64 | 2,12 | 1,90 | 3,33 |
| ≥ 50 | 2,00 | 3,02 | 2,40 | 2,40 | 1,75 | 2,35 | 1,98 | 4,00 |

Tabla III-21 Ecuaciones de ajuste empleados en algunos códigos

| Código | FEMA 440 | Euro código 8 (2003) | China | Japón |
|---|------------------------------------|--|--|--------------------------------------|
| Factor | $B_d = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta)}$ | $B_d = \sqrt{\frac{0,05 + \beta}{0,10}}$ | $\frac{1}{B_d} = 1 + \frac{0,05 - \xi}{0,06 + 1,7\xi} \geq 0,55$ | $F_h = \frac{1.5}{1 + 10h} \geq 0,4$ |
| β, h, ξ representan el grado de amortiguamiento | | | | |

Tabla III-22 Ecuaciones de regresión propuestos por diferentes autores

| Autor | Bommer y Mendis | Kasai | Akiyama | Hanson |
|--|--|--|---|--|
| Factor | $B_d = \sqrt{\frac{0,05 + \beta}{0,10}}$ | $B_d = \sqrt{\frac{1 + 25 h}{1 + 25 h_o}}$ | $B_d = \frac{1 + 3h + 1,2\sqrt{h}}{1 + 3 h_o + 1,2\sqrt{h_o}}$ | $B_d = \sqrt{\frac{(1 - e^{-18h}) h_o}{(1 - e^{-18h_o}) h}}$ |
| Descripción: h : grado de amortiguamiento, h _o : 5% | | | | |
| Autor | A. Sáez, M. O. Moroni y M. Sarrazin en Chile | | | |
| Factor | $B_d = \frac{1}{1 - f(\beta) \frac{T^{8.85}}{(T + 0,01)^{8.94}}} \quad (III-35)$ $f(\beta) = -0,031 \ln^2 \left(\frac{\beta}{0,05} \right) + 0,386 \ln \left(\frac{\beta}{0,05} \right) \quad (III-36)$ | | Calibrado con 130 registros, 28 en suelo tipo I, 26 en suelo tipo II y 26 en suelo tipo III | |
| Autor | Lin y Chang (2003) | | | |
| Factor | $1/B_d = 1 - \frac{a T^b}{(T + 1)^c} \quad (III-37)$ | | Calibrado con 1053 registros de 102 eventos en Estados Unidos | |
| | Suelo | a | b | c |
| | A-B | 1,3637+0,3885 Ln(ξ) | 0,229 | 0,505 |
| | C | 1,4532+0,4872 Ln(ξ) | 0,354 | 0,810 |
| | D | 1,3243+0,4426 Ln(ξ) | 0,311 | 0,664 |
| | Todos | 1,3030+0,4360 Ln(ξ) | 0,300 | 0,650 |

Tabla III-23 - Valores de α y B_0 para la norma Nch.2745-2013

| Ecuación de regresión | β | Factor a Tipo de suelo | | | B_0 |
|---|---------|------------------------|--------|-------------|---|
| | | I (A) | II (B) | III (C y D) | |
| $B_D(\beta_D, T_D) = \frac{1}{B_0 - (B_0 - 1)e^{-\alpha \beta_D - 0,05 T_D}}$ Fue obtenido de 9 registros chilenos compatibles con el sismo de diseño de la norma NCh2745-2003 para los tres tipos de suelo. | 0,05 | 400,0 | 300,0 | 200,0 | 1,54 para $\beta = 0,05$ |
| | 0,10 | 396,9 | 293,1 | 224,5 | Para valores $\beta > 0,05$ $B_0 = 2 \left(\frac{1 + \beta}{1 + 14,68 \beta^{0,865}} \right)$ |
| | 0,15 | 180,7 | 124,6 | 98,0 | |
| | 0,20 | 117,9 | 76,1 | 57,1 | |
| | 0,25 | 94,0 | 54,3 | 39,6 | |
| | 0,30 | 68,5 | 42,0 | 30,4 | |
| | 0,50 | 36,9 | 22,2 | 16,1 | |

β , h , ξ representan el grado de amortiguamiento, y $h_0 = 5\%$

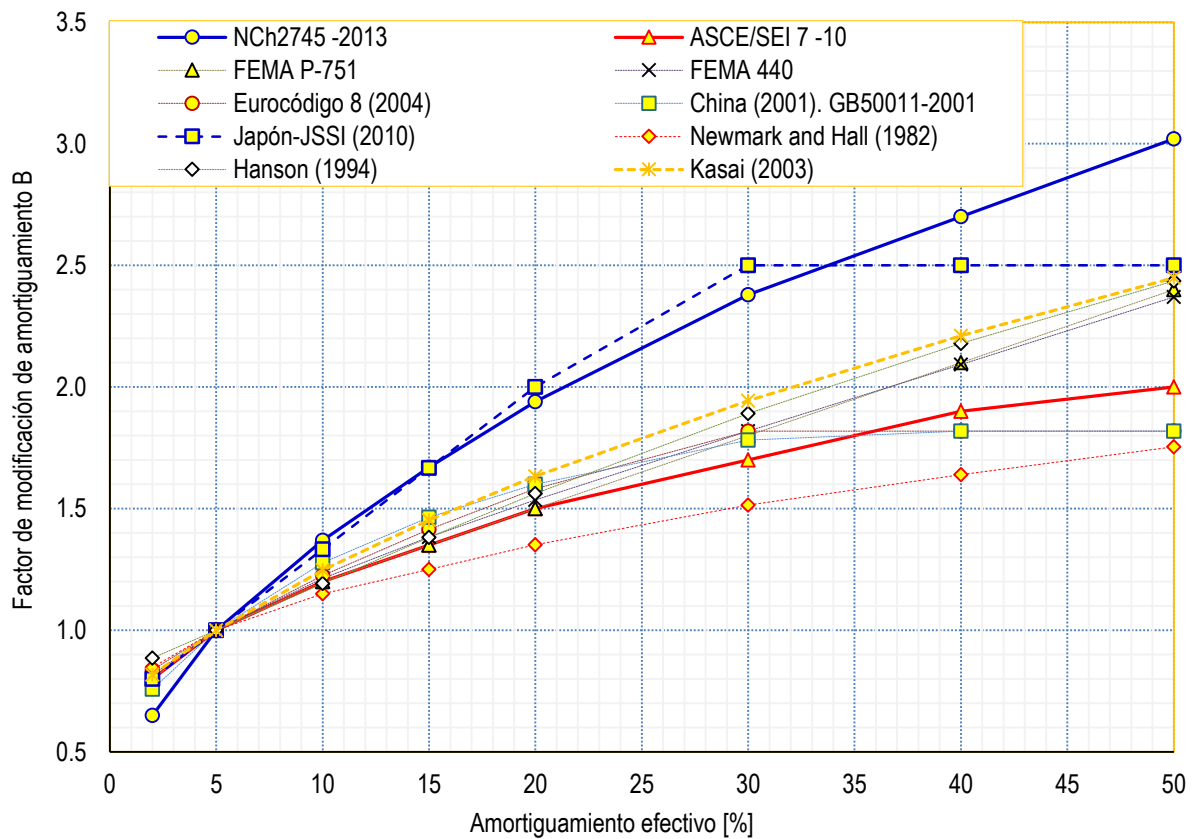


Figura III-51 Comparación del factor B

Se observa que los valores más conservadores están dados por el código americano ASCE/SEI 7-10, el código chino (2001) y por Newmark y Hall (1982). Los valores menos conservadores están dados por los códigos japonés-JSSI(2010) y chileno Nch2745-2013. Los valores propuestos por Kasai (2004) y Hanson (1993), tienden a ser un promedio de los valores dados por los códigos ASCE/SEI 7-10 y Nch2745-2013. Los valores de los códigos FEMA P-751, FEMA 440 y Eurocódigo 8 son similares para valores de amortiguamiento menores a 30% y mayores al código ASCE/SEI 7-10. Además, los códigos japonés-JSSI(2010) chino (2001) y Eurocódigo 8 presentan un valor máximo para grados de amortiguamiento mayores a 30%.

3.15.7 Grado de ajuste de los factores B_d de los registros peruanos

Para estimar la correlación entre los factores B_d de los registros peruanos y los definidos por los distintos investigadores y códigos de diseño (Tablas III-20 a III-23), se ha calculado la raíz del error medio cuadrático (REMC) de la diferencia entre los factores B_d de los valores promedio de todos los registros peruanos (para cada tipo de suelo y para cada periodo estructural) con los factores obtenidos con las ecuaciones de regresión propuestas por los distintos autores o por los valores propuestos en los diferentes códigos de diseño. De esta manera, el mejor grado de correlación para los factores B_d está dado por el menor valor del REMC.

La Fig. III-52 muestra los valores del REMC calculados entre los factores B_d obtenidos con los registros peruanos agrupados en los dos tipos de suelo y los factores propuestos por los distintos autores y códigos considerados en este trabajo.

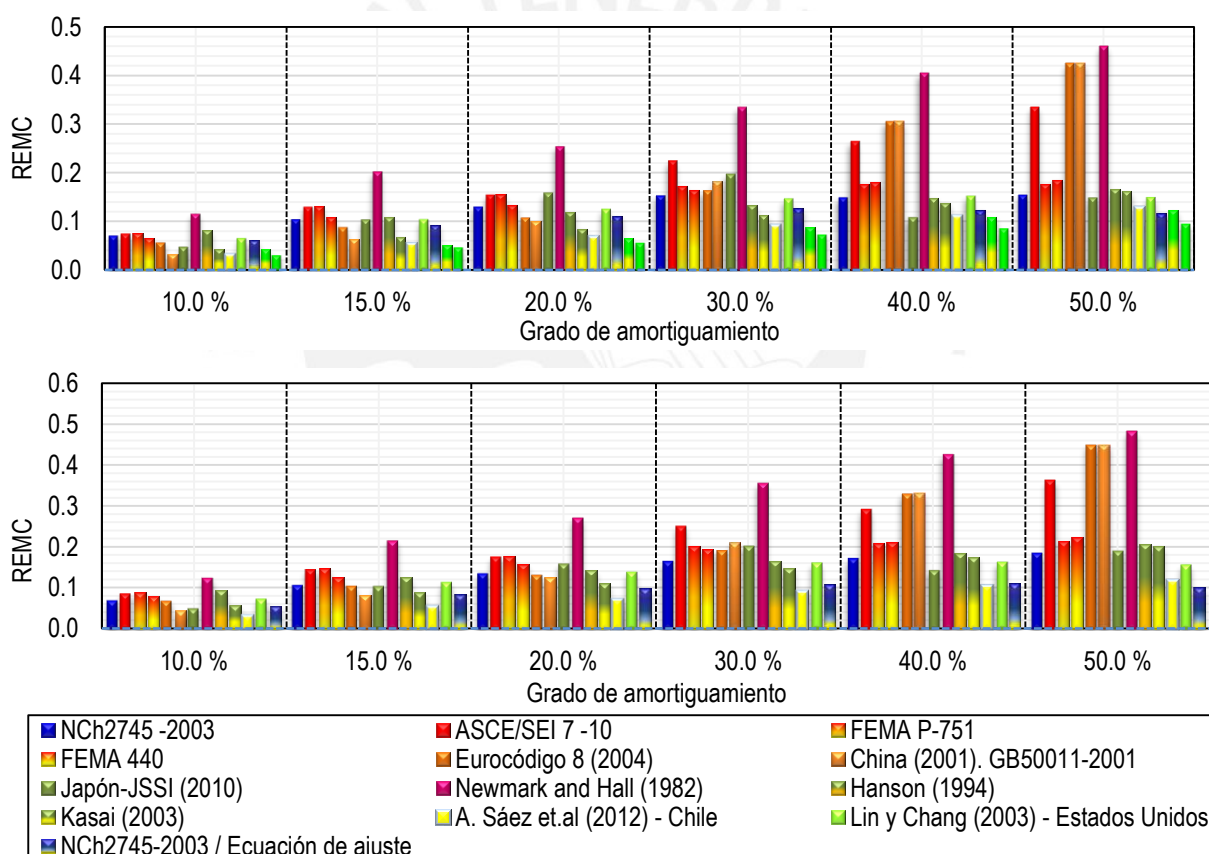


Figura III-52 Error medio cuadrático a) Registros de suelo S1 y b) Registros de suelo S2

Es claro que las funciones de regresión propuestas para estimar B_d que son una función del periodo estructural presentan mejor correlación con los factores calculados para el territorio peruano (Menor valor de La REMC). El orden de correlación con los códigos de diseño de mayor a menor es la siguiente: NCh 2745-2013, Japón-JSSI(2010), FEMA 440, FEMA P-751, ASCE/SEI 7-10, Eurocódigo 8 y Chino (2001) y con las ecuaciones propuestas por los investigadores es: A. Sáez et.al (2012), Kasai (2003), Hanson (1994), Lin y Chang (2004).

La Fig. III-53 compara los factores $1/B_d$ de los registros peruanos con los valores del código más conservador (ASCE/SEI 7-10) y el menos conservador (Nch2745-2013). Se observa que para valores de amortiguamiento menores a 30% los factores B_d de los registros peruanos tienden a ser el promedio entre los factores de los códigos ASCE/SEI 7-10 y Nch2745-2013 y para valores de amortiguamiento mayores a 30% en un rango de 1,5 a 2,5 seg tienen mayor correlación con los valores del código NCh2745-2013.

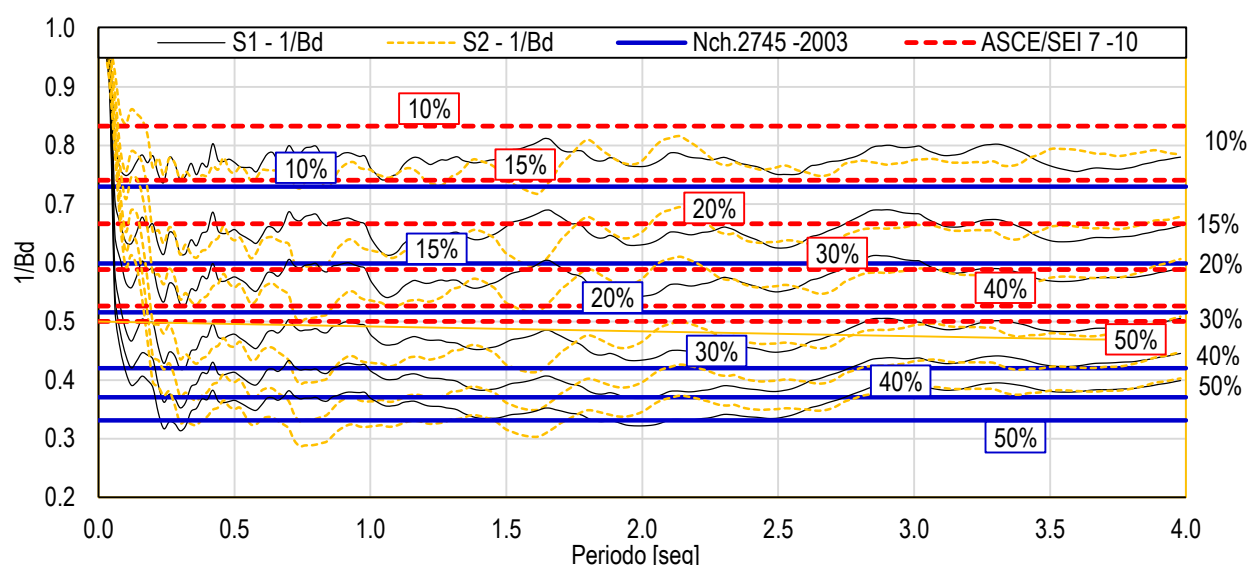


Figura III-53 Comparación con los códigos ASCE/SEI 7-10 y NCh 2745-2003

La Fig. III-54 compara los valores de $1/B_d$ obtenidos con las ecuaciones propuestas por Sáez et.al (2012) (Ecs. III-35 y III-36) y Lin y Chang (2004) (Ec. III-37), observándose que para periodos menores a 1,5 seg y grados de amortiguamiento menores a 30%, los factores B_d de los registros peruanos presentan mejor ajuste a los valores calculados con la ecuación de regresión de Sáez et. Al. (2012).

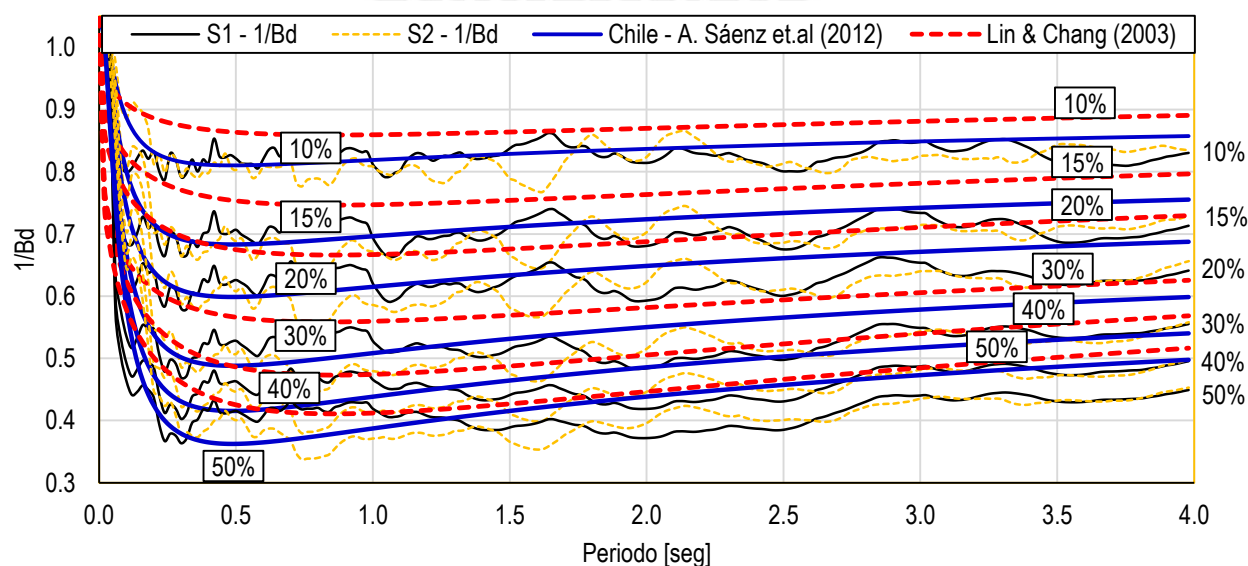


Figura III-54. Comparación con las ecuaciones de regresión de Lin y Chang (2003) y Saéz et.al (2012)

3.15.8 Proposición del factor de modificación de amortiguamiento B_d para el diseño de edificios con aislación sísmica en el Perú

Los factores B_d obtenidos con los registros peruanos para suelos S1 y S2 son similares y presentan mayor grado de correlación con la ecuación de regresión de Sáez et.al (2012) hasta periodos de 1,5 seg. Es importante tomar en cuenta que las ecuaciones que permiten estimar el valor de B_d propuestas por Sáez et. Al. (2012) así como los valores propuestos por el código NCh2745-2013 han sido determinados usando registros obtenidos en el territorio chileno, la cual es una zona con características de sismicidad similares a las de Perú. Sin embargo, para mejorar el grado de correlación en todo el rango de periodos se propone modificar la Ec.III-35 dando origen a la Ec.III-41. De esta manera, se propone usar las Ecs. (III-41) y (III-42) o los valores de la Tabla III-24 que han sido estimados con estas ecuaciones para determinar los valores de B_d en el diseño de edificios con aislación sísmica en Perú.

Tabla III-24 Factores de modificación de amortiguamiento B_d para el territorio peruano.

| Amortiguamiento efectivo | Factor B_D ó B_M | Ecuación de regresión propuesta |
|--------------------------|----------------------|---|
| 2 | 0.80 | $B_d = \frac{1}{1 - f(\beta) \frac{T^{0.85}}{(T+0,01)^{8.94}}} \quad (\text{III-38})$ |
| 5 | 1.00 | |
| 10 | 1.25 | |
| 15 | 1.50 | |
| 20 | 1.70 | $f(\beta) = -0,031 \ln^2 \left(\frac{\beta}{0,05} \right) + 0,386 \ln \left(\frac{\beta}{0,05} \right) \quad (\text{III-39})$ |
| 30 | 2.05 | |
| 40 | 2.35 | |
| 50 | 2.65 | |

La Fig.III-55 compara el valor de REMC obtenido de la correlación de los factores B_d de los registros peruanos con los valores propuestos por los distintos autores y códigos revisados en este trabajo. Lo que se aprecia es que las Ecs. (III-41) y (III-42) estiman valores de B_d para ambos tipos de suelo con mayor grado de correlación (menor valor del REMC). Para suelo tipo S1, los valores de la Tabla III-24 presentan un grado de ajuste similar a los factores obtenidos con las ecuaciones de regresión de Sáez et.al (2012), Lin y Chan (2003) y los valores del código NCh2745-2003, que son una función del periodo estructural. Para suelo tipo S2 los valores de la Tabla III-24 presentan mejor ajuste en relación a los valores de otros códigos, aumentando el valor del REMC con el aumento del grado de amortiguamiento. La Fig. III-56 compara los valores B_d de la Tabla III-24 con los valores calculados con las Ecs. (III-41) y (III-42) mostrando que los valores de la Tabla III-24 coinciden con los valores estimados con la ecuaciones de regresión para un periodo $T=4,0$ seg y grados de amortiguamiento mayores a 15%. Además, estos valores son más conservadores que los valores calculados con las ecuaciones de regresión para grados de amortiguamiento menores a 15%.

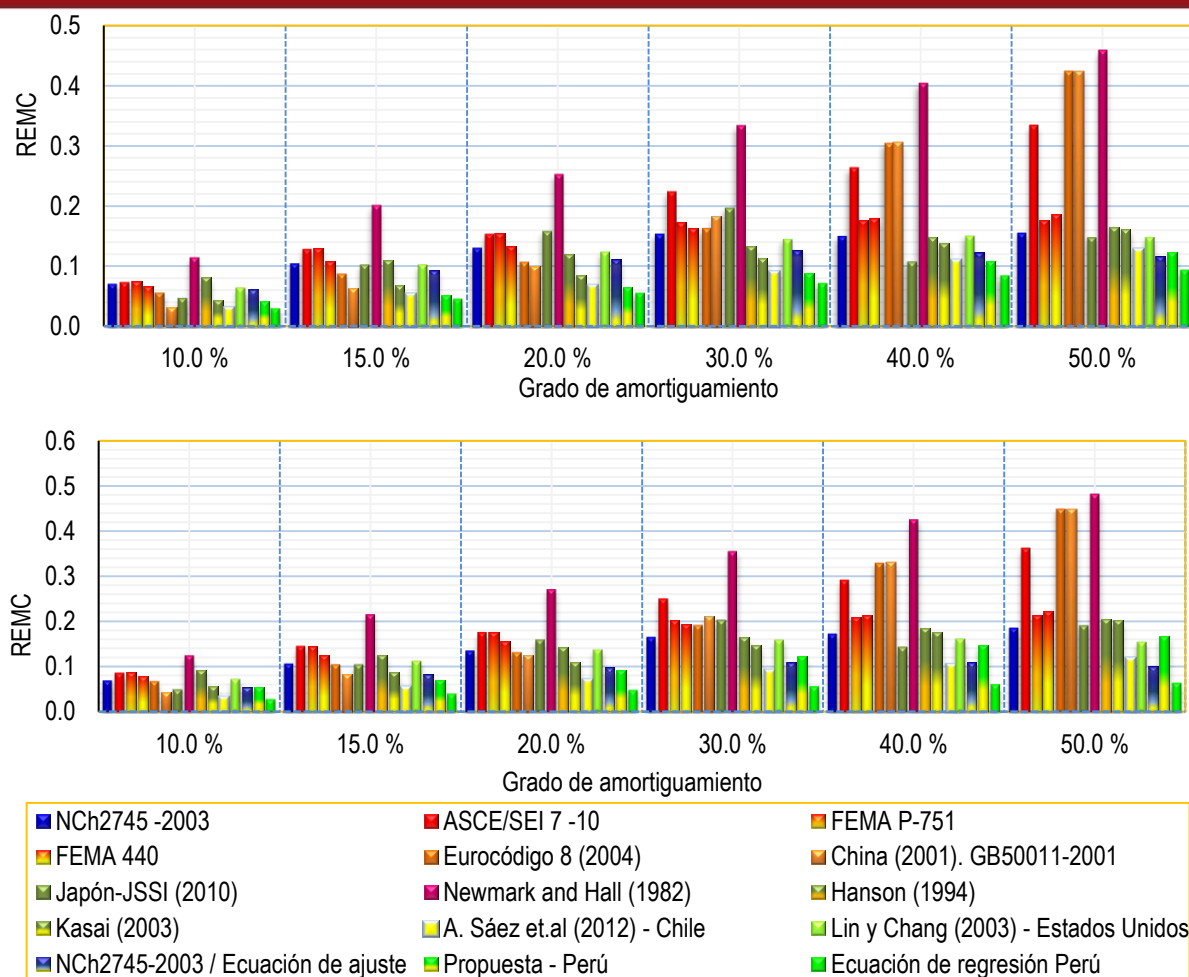


Figura III-55 Error medio cuadrático a) Registros de suelo S1 y b) Registros de suelo S2

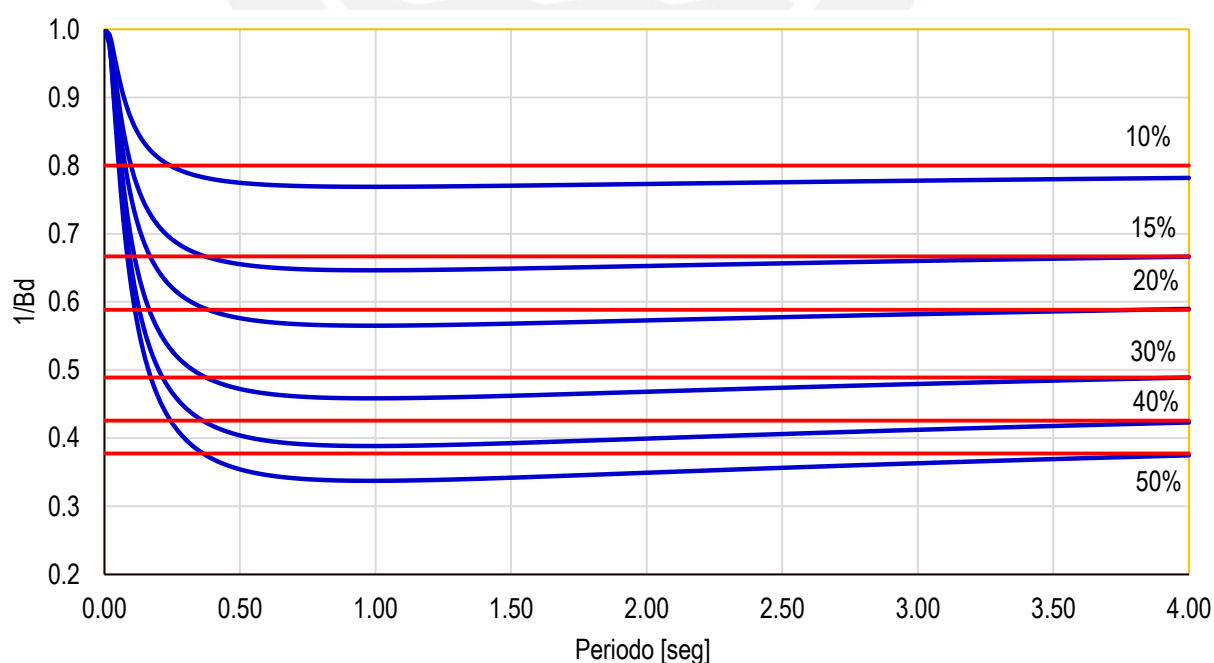


Figura III-56 Comparación entre los valores del factor B_d obtenido las ecuaciones de regresión propuestas para el territorio peruano y los valores de la Tabla III-24.

La Fig.III-57 compara los factores B_d calculados con las Ecs. (III-41) y (III-42) con los factores B_d obtenidos con los registros peruanos para los suelos S1 y S2 y se aprecia que en un rango de periodos mayores a 0,40seg los valores calculados con las Ecs (III-41) y (III-42) estiman razonablemente los valores B_d de los registros peruanos. De la misma forma la Fig.III-58 compara los factores B_d con los registros peruanos para los suelos S1 y S2 con los valores de la Tabla III-24 y se aprecia que estos factores presentan mejor ajuste en un rango de periodos mayores a 2,60 seg.

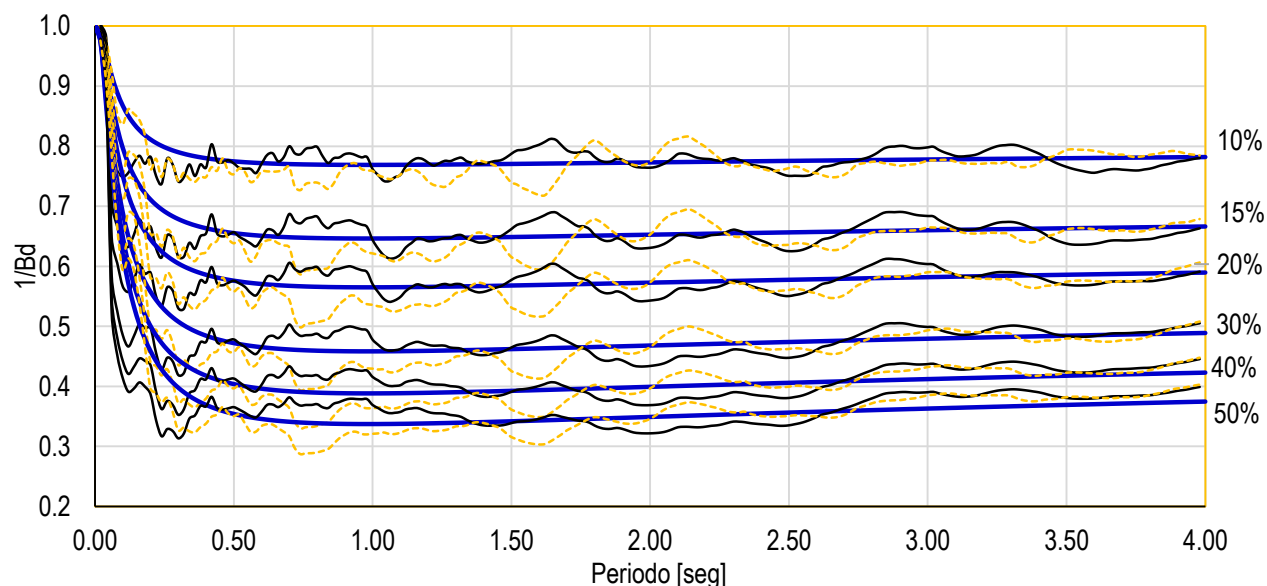


Figura III-57 Comparación entre los valores del factor B_d obtenido con los registros peruanos y las ecuaciones de regresión III-41 y III-42

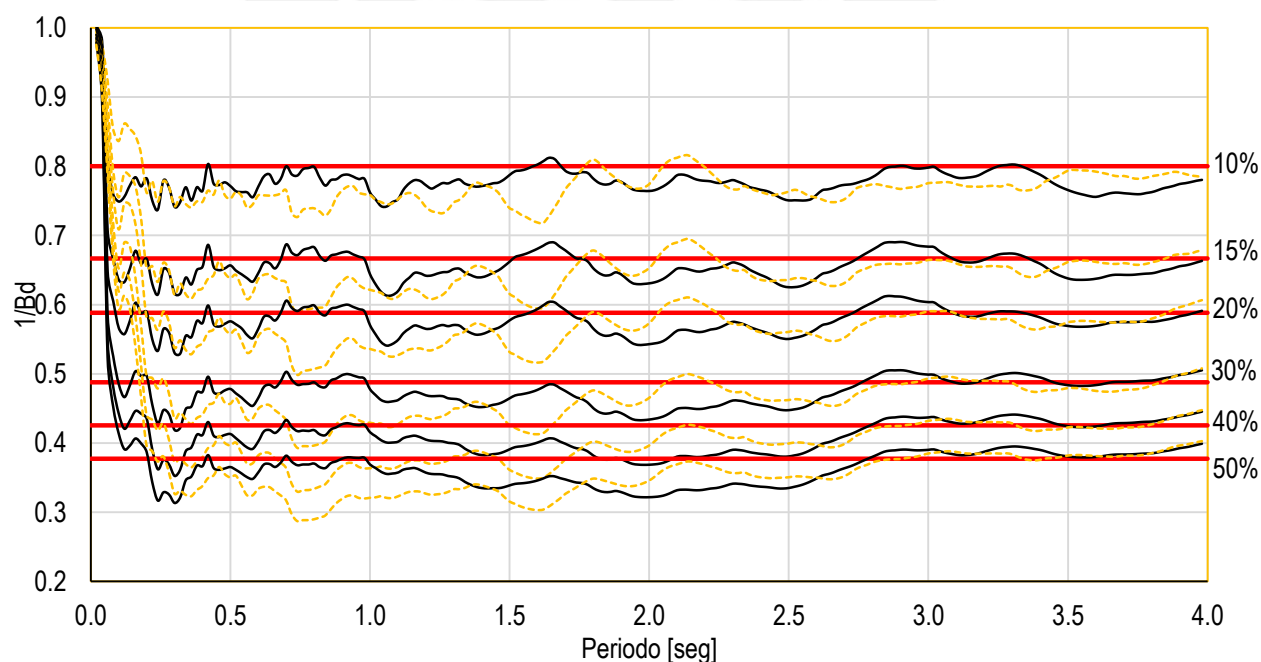


Figura III-58 Comparación entre los valores del factor B_d obtenido con los registros peruanos y los valores de la Tabla 5

Finalmente la Fig. III-59 compara los factores B_d obtenidos con las Ecs. (III-41) y (III-42), los valores propuestos en la Tabla III-24 y los valores especificados en los códigos de diseño de sistemas de aislación sísmica considerados en este trabajo.

Las conclusiones que se desprenden es que los valores de B_d para el análisis y diseño de edificios con aislación sísmica en Perú propuestos en este trabajo, tienden a ser el promedio de los valores de los códigos NCH2745-2003 y ASCE/SEI 7-10. Además, para grados de amortiguamiento mayores a 15% los valores de B_d propuestos son mayores a los especificados en otros códigos de diseño existiendo una pequeña diferencia entre los valores de B_d propuestos en las Tabla III-24 y los calculados con las ecuaciones de regresión (Ecs. III-41 y III-42).

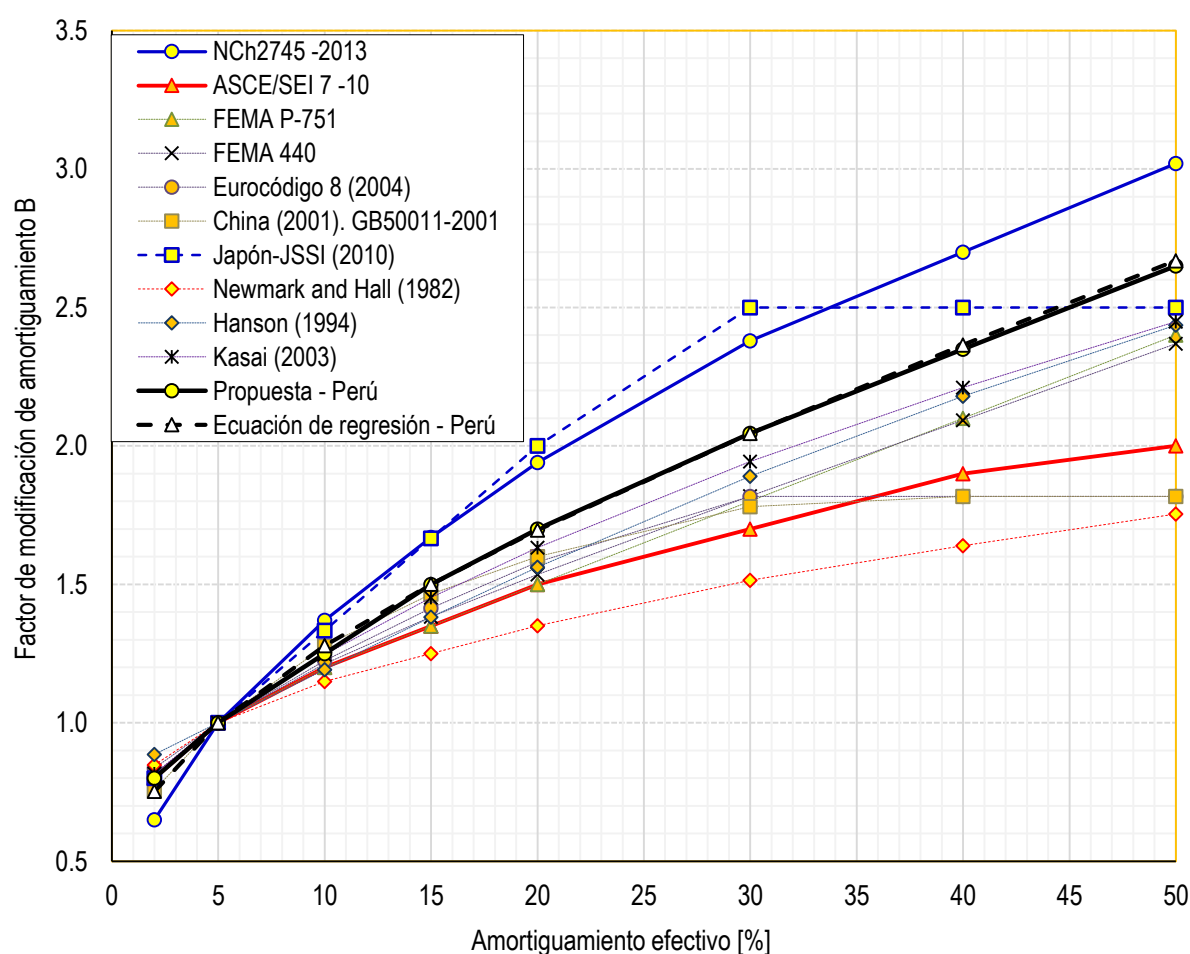


Figura III-59 Comparación entre los factores de modificación de amortiguamiento propuesto para Perú y los especificados por diferentes códigos de diseño e investigadores.

3.15.9 Fuerzas laterales mínimas

El NEHRP 2009 y la norma chilena Nch. 2745-2003 establecen las fuerzas laterales mínimas para el sistema de aislación, la cimentación y la estructura sobre el sistema de aislación. Ambas normas establecen las expresiones que se resumen en la Tabla VI-17 del Anexo VI.

3.15.10 Límites de distorsión

En la Tabla VI-18 del Anexo VI se resume los límites para la máxima distorsión del nivel sobre el sistema de aislación establecido por ambas normas.

Respecto a los límites de distorsión ambas normas establecen un límite de deriva constante para estructuras aisladas basados en los límites establecidos para estructuras con base fijas.

La norma NEHRP 2009 estableció los límites para las estructuras aisladas, dividiendo la deriva para las estructuras de base fija por el factor C_d / R , debido a que los desplazamientos para cargas laterales son calculados reduciéndolos por el factor R y multiplican por C_d antes de comprobar la deriva, según la Ec. III-29.

$$\delta_x = C_d \frac{\delta_{xe}}{I_e} \quad (\text{III-40})$$

El término C_d se usa en estructuras con base fija para aproximar la proporción de respuesta real de un sismo, a la respuesta calculada para fuerzas "reducidas", tal como se muestra en la Fig. III-54.

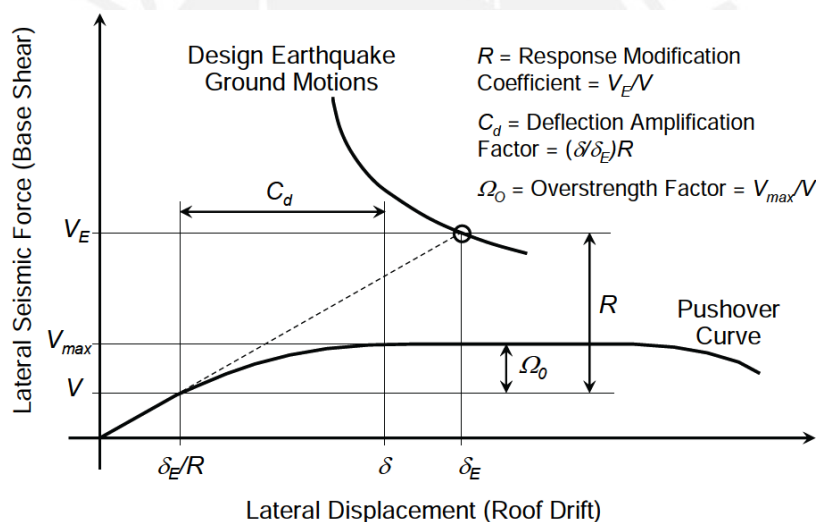


Figura III-60 Factores sísmicos de desempeño (R , Ω_0 y C_d) definido en las disposiciones del NEHRP Recommended Provisions (FEMA, 2004b) (FEMA P695., 2009)

El término δ_E / R representa la distorsión de piso del sistema resistente de fuerza sísmica correspondiente a la fuerza de cortante en la base de diseño V , suponiendo que el sistema sigue siendo esencialmente elástico para este nivel de fuerza, y el término δ representa el límite de distorsión de piso establecido para el sistema estructural, correspondiente al sismo de diseño.

C_d puede ser determinada con la Ec. III-30 y generalmente C_d varía entre $1/2$ a $4/5$ de R

$$C_d = \frac{\delta}{\delta_E} \cdot R \quad (\text{III-41})$$

Para estructuras aisladas, el factor de R se utiliza para reducir las cargas laterales y aumentar los desplazamientos (calculados por cargas laterales reducidas) antes de comprobar la deriva. Para la norma americana NEHRP 2009 se obtiene las equivalencias de la Tabla III-25 con los límites de deriva de estructuras para base fija y aislada con un valor de $R=2$, que podrían comparadas con los límites de distorsión establecidos en la norma E.030.

La norma NEHRP 2009 establece un valor de $0,015 H_i$ para el control de distorsiones de estructura con base aislada, la cual es más conservadora que las de las estructuras con base fija, incluso para estructuras con base fija con categoría de ocupación IV (FEMA P-750, 2009). Para comparar el límite de distorsión establecido por el NEHRP 2009 para base aislada con los límites de distorsión que se obtendrían con los límites establecidos en el proyecto de norma E.030 del 2015, se ha realizado el cálculo de manera similar al detallado en la Tabla III-25. En este cálculo se ha considerado un valor $C_d=5,5$ el cual representa el valor máximo de los tres sistemas estructurales considerados en la Tabla III-25, de esta manera se ha obtenido la Tabla III-26.

Tabla III-25 Límites de distorsión establecidos en la norma NEHRP 2009 para ser comparados con los límites establecidos en la norma E.030

| Categoría | Factor de importancia (I_e) | Límite de distorsión para estructuras con base fija $(\delta_{\text{máx}} \cdot H_i)_{\text{fija}}$ | Límites de distorsión para estructuras aisladas $(\delta_{\text{máx}})_{\text{aislada}} = \frac{(\delta_{\text{máx}})_{\text{fija}} \cdot I_e}{C_d \cdot R}$ | | |
|-----------|---------------------------------|--|---|-------------------------------|-----------------------------|
| | | | Pórticos de concreto $C_d=5,5$ | Muros estructurales $C_d=5,0$ | Pórticos de acero $C_d=5,0$ |
| I ó II | 1.00 | 0.025 | 0.002 | 0.003 | 0.003 |
| III | 1.25 | 0.020 | 0.002 | 0.003 | 0.002 |
| IV | 1.50 | 0.015 | 0.002 | 0.002 | 0.001 |
| Promedio | | | 0.002 | 0.002 | 0.002 |

Tabla III-26 Límite distorsión de la norma NEHRP2009 para ser comparado con los límites de distorsión obtenidos según la norma E.030

| Categoría | Factor de importancia (I_e) | Límite de distorsión para estructuras con base según el NEHRP 2009 aislada $(\delta_{\text{máx}} \cdot H_i)_{\text{aislada}}$ | C_d | Límite de distorsión compatible con la norma E.030 $\frac{(\delta_{\text{máx}})_{\text{aislada}} \cdot I_e}{C_d \cdot R}$ |
|-----------|---------------------------------|---|-------|--|
| I ó II | 1.50 | 0.015 | 5,50 | 0,002 |

Para el caso chileno el límite de deriva para estructuras con base fija es de 0,002, y para garantizar que la estructura sobre el nivel de aislamiento permanezca esencialmente elástica con deformaciones de entrepiso considerablemente inferiores a las de su contraparte con base fija, se determinó el límite de deriva de la siguiente manera.

$0,002 \times R \times \phi / 1,4 \rightarrow 0,002 \times 2 \times 0,90 / 1,4 \approx 0,0025$. El factor de 1,4 se debe a que la norma chilena Nch433 considera el factor de 1 amplificación de 1,4 para la fuerza sísmica.

3.15.11 Límite de distorsión para los edificios con aislación sísmica en Perú

Al igual que las dos normas anteriores, en forma conservadora se propone que la estructura de aislamiento sobre el sistema de aislamiento permanezca esencialmente elástica, con deformaciones de entrepiso considerablemente inferiores a las de su contraparte con base fija. Por lo tanto, para garantizar este comportamiento, se ha calculado las distorsiones de entrepiso para los edificios con aislación sísmica compatible con los límites de distorsión establecidos en la norma E.030.

Considerando que los desplazamientos elásticos se calculan multiplicando los desplazamientos obtenidos del análisis estructural por el factor de ductilidad R y el factor 0,75 antes de verificar la distorsión de piso, se ha calculado los límites de distorsión para la estructuras aisladas para un valor R =2,0 y el máximo factor de importancia U (1,50) según la norma E.030. Este cálculo se resume en la Tabla III-27.

Tabla III-27 Límites de desplazamiento lateral para las edificaciones con aislación sísmica.

| Sistema estructural | Límite de desplazamiento lateral $\Delta i / h_{ei}$ según la norma E.030 | Factor | R | U | $\frac{(\Delta i / h_{ei})}{U (0,75R)}$ |
|---------------------|--|--------|---|-----|---|
| Concreto | 0,007 | 0,75 | 2 | 1,0 | 0,0047 |
| Acero | 0,010 | | | | 0,0067 |
| Albañilería | 0,005 | | | | 0,0033 |
| Promedio | | | | | 0,0033 |

El factor promedio calculado es de 0,0033 el cual considerando el máximo factor de importancia de las edificaciones U=1,5 es similar al valor establecido en la norma NCh275 ($0,0033/1,5 = 0,0022 \sim 0,0020$). Finalmente se propone adoptar como límite de distorsión conservadoramente al valor de 0,0020, cuando el diseño de los edificios con aislación sísmica se realiza con el método de respuesta espectral y de 0,003 cuando se emplea el método de historia de la respuesta en el tiempo.

La Tabla III-28 resume los límites de distorsión establecidos en la norma NEHRP 2009, NCh2745-2003 y la propuesta para los sistemas de aislación sísmica en Perú.

Tabla III-28 Comparación entre los límites de distorsión de piso en el centro de masas

| Cuando el método usado para el cálculo de la distorsión es | NEHRP 2009 | | Norma Nch.2745-2003 | Propuesta para el Perú |
|--|------------------------------------|---|------------------------|---------------------------|
| | $(\delta_{\max})_{\text{aislada}}$ | $\frac{(\delta_{\max})_{\text{aislada}} \cdot I_e}{C_d \cdot R}$ ($I_e=1,5 / C_d=5,5 / R=2,0$) | | |
| Respuesta espectral | 0.015 | 0,002 | 0,002 | 0,002 |
| Análisis tiempo historia | 0.020 | 0,003 | 0,003 | 0,003 |

3.16 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DINÁMICO

El procedimiento de análisis dinámico es un análisis más refinado que el procedimiento de análisis estático, que tiene que ser realizado en el diseño final del sistema de aislación sísmica. En la Tabla VI-12 del Anexo VI se compara los requisitos para el procedimiento análisis dinámico de ambas normas.

3.16.1 Modelamiento

Ambas normas establecen requisitos para la elaboración del modelo estructural del sistema de aislamiento y para la elaboración del modelo de la estructura aislada. Respecto a la elaboración del modelo estructural ambas normas coinciden en que el modelo estructural deberá incluir la resistencia y rigidez de los elementos que representan la distribución espacial y son importantes para determinar la distribución de fuerzas y deformaciones en la estructura. Respecto a los requisitos para la elaboración del modelo estructural y para la elaboración del modelo estructural del sistema de aislamiento ambas normas presentan los mismos requisitos. La Tabla VI-19 compara los requisitos para elaborar el modelo de la estructura con aislación sísmica y las Tablas VI-20 y VI-21 resume los requisitos para elaborar el modelo estructural del sistema de aislamiento y de la estructura aislada.

3.16.2 Requisitos para elaborar el sismo de diseño

Ambas normas especifican que los sistemas de aislamiento deben ser diseñados considerando dos sismos de diseño, el sismo de diseño (SD) y el sismo máximo posible (SM). El sismo de diseño (SD) calculado con una aceleración para un 10% de probabilidad excedencia en 50 ($T_r=450$ años), que coincide con el nivel utilizado comúnmente en el diseño de estructuras convencionales y tiene por objetivo lograr que la superestructura permanezca esencialmente elástica ante la ocurrencia de este sismo. El sismo máximo posible (SM) que corresponde al máximo nivel de movimiento del suelo que puede ocurrir dentro del marco geológico conocido, y es usado para verificar que el sistema de aislación sea capaz de sostener las deformaciones y cargas correspondientes sin fallar. Del mismo modo, cualquier sistema que cruce la interfaz de aislación se debe diseñar para acomodar el desplazamiento correspondiente a este sismo.

Es importante tomar en cuenta que en estructuras aisladas la verificación del desempeño de la estructura para el sismo máximo se debe realizar analítica y experimentalmente, con la finalidad de lograr que en el peor escenario sísmico posible, la estructura aislada sea al menos tan segura como la estructura convencional (NCh2745-2003, 2003; PrNCh2745, 2013).

La Tabla VI-22 del Anexo VI compara los requisitos establecidos para determinar el sismo o movimiento del suelo usado para el diseño de las estructuras aisladas.

3.16.3 Procedimiento de respuesta espectral

Ambas normas establecen requisitos para el empleo del procedimiento de respuesta espectral. La Tabla VI-23 del Anexo VI compara los requisitos establecidos en las dos normas.

3.16.4 Procedimiento de historia de la respuesta en el tiempo

Ambas normas establecen requisitos similares para realizar el procedimiento de historia de la respuesta en el tiempo, siendo la principal diferencia que la norma NEHR2009 no especifica el número mínimo de pares de registros que se deben usar cuando se usan menos de 7 pares de registros y la norma NCh2745-2003 especifica que se deben usar tres pares de registros. La Tabla VI-24 del Anexo VI compara los requisitos establecidos en ambas normas.

3.16.5 Fuerzas y desplazamientos mínimos

Las dos normas establecen requisitos similares para la determinación de las fuerzas y desplazamientos usados en el diseño del sistema de aislamiento y los elementos sobre y por debajo de este. A continuación se describe brevemente los requisitos contemplados por ambas normas.

a. Sistema de aislamiento y elementos estructurales por debajo del sistema de aislamiento

Ambas normas establecen que el sistema de aislamiento, la cimentación y todos los elementos estructurales por debajo del sistema de aislamiento, deberán diseñarse utilizando todos los requisitos para una estructura no aislada y las fuerzas obtenidos del análisis dinámico sin reducción. Estos requisitos se detallan en la Tabla VI-25 del Anexo VI. La fuerza de corte bajo el sistema de aislación al el procedimiento dinámico de respuesta espectral y de historia de la respuesta deberá ser mayor que el 90 % V_b calculado en según las expresiones de la Tabla VI-26 del Anexo VI.

b. Elementos estructurales sobre el sistema de aislación

Ambas normas establecen que los elementos estructurales sobre el sistema de aislación deben ser diseñados usando los requerimientos mínimos apropiados para una estructura fija y las fuerzas de corte (Tabla VI-26 del Anexo VI) reducida por el factor R_i .

c. Escalamiento de resultados

Ambas normas determinan que si las fuerzas calculadas en el análisis dinámico es menor a las fuerzas calculadas en forma estática, las fuerzas deberán ser amplificadas al valor calculado en forma estática. La Tabla VI-27 del Anexo VI muestra el único requisito establecido por las dos normas.

3.16.6 Límites de distorsión

La distorsión máxima de entrepiso correspondiente a la fuerza de diseño incluyendo el desplazamiento lateral debido a la deformación vertical del sistema de aislamiento y no deberá exceder de los límites definidos en la Tabla VI-18 del Anexo VI y los límites de la Tabla VI-28 del Anexo VI.

3.17 COMPARACIÓN ENTRE EL PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO

Las dos normas definen las mismas expresiones para la determinación de los desplazamientos de diseño, desplazamientos máximos, desplazamientos totales y fuerzas de corte en el procedimiento estático, y definen límites para los desplazamientos totales (diseño y máximo) y las fuerzas de corte cuando se emplean el procedimiento de análisis dinámico. Respecto a los límites de distorsión para los entrepisos sobre el sistema de aislación, se puede apreciar que ambas normas determinan que cuando se usa el procedimiento estático el límite de distorsión es menor al valor cuando se usa el procedimiento dinámico. La Tabla VI-29 del Anexo VI resume las expresiones para el cálculo de desplazamientos, fuerzas de corte y límites de distorsión que ambas normas consideran.

En este trabajo también se han revisado los requisitos para el uso del procedimiento estático y las expresiones usadas en el procedimiento dinámico establecido por los códigos de diseño de aislación sísmica de Japón, China, Italia, Taiwan y el CV2012. En general se observa que los requisitos para el procedimiento estático y dinámico son similares, tal como se muestra en las tablas VIII-30 y VI-31 del Anexo VI donde se comparan los parámetros empleados por los códigos revisados.

3.18 REVISIÓN DEL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Las dos normas establecen los mismos requisitos para la ejecución de la revisión del diseño y la construcción. La Tabla VI-32 del Anexo VI resume estos requisitos.

3.19 ENSAYOS REQUERIDOS PARA EL SISTEMA DE AISLACIÓN

En el diseño de las estructuras con aislación sísmica el sistema de protección ante fuerzas laterales lo constituye principalmente los aisladores de la base. Por esta razón, todos los aisladores deben ser ensayados en forma dinámica antes de ser colocados en el edificio. Además, los ensayos deben ser extraordinariamente exigentes permitiendo garantizar las propiedades de rigidez y amortiguamiento de los aisladores.

3.19.1 Ensayos de los prototipos

Las normas revisadas consideran que las características de la relación constitutiva fuerza-deformación y los valores de amortiguamiento del sistema de aislación utilizados en el diseño y análisis de estructuras con aislación sísmica, se deben basar en los ensayos de una muestra seleccionada de los componentes, previa a su uso en la construcción. Además, los componentes del sistema de aislación a ensayar deberán incluir al sistema de restricción de los efectos del viento cuando dichos sistemas se utilizan en el diseño. En la Tabla VI-33 del Anexo VI, se resumen las principales consideraciones adoptadas por ambas normas, para los ensayos de los prototipos.

3.19.2 Determinación de las características fuerza - deformación

Las propiedades mecánicas de los aisladores influyen directamente en los parámetros de diseño. En particular, de ellos depende la capacidad de disipar energía y la fuerza transmitida a la subestructura. Para estas últimas, es necesario conocer el coeficiente de amortiguamiento β , que resulta ser proporcional al área encerrada por el ciclo de histéresis, y la rigidez efectiva K_{ef} , respectivamente. A su vez, estas variables dependen de la resistencia característica Q_d y la rigidez post-fluencia K_d . La Tabla VI-34 del Anexo VI resume las expresiones para la determinación de las características fuerza – deformación.

3.19.3 Aprobación del sistema

Los ensayos de los aisladores sísmicos se realizan comúnmente en parejas para evitar la generación de excentricidades en el corte aplicado, el cual podría implicar un diseño muy robusto del marco de carga (NCh2745-2003, 2003). La aprobación del sistema de aislación se realizará mediante la aprobación de los ensayos de los prototipos ensayados según los criterios de aceptación adoptados, que se resumen en la Tabla VI-35 del Anexo VI.

3.19.4 Propiedades para el diseño del sistema de aislación

Las propiedades de los aisladores se determinan mediante ensayos de laboratorio empleando las expresiones que se resumen en la Tabla VI-36 del Anexo VI. Ambas norma presentan las mismas expresiones para el cálculo de la rigidez al desplazamiento de diseño y desplazamiento máximo. También se presentan las mismas expresiones para el cálculo del amortiguamiento efectivo correspondiente al nivel de diseño y nivel máximo.

Capítulo IV DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLACIÓN SÍSMICA EN EL PERÚ

En este capítulo se diseña el sistema de aislamiento sísmico de un pabellón de 4 niveles de un hospital ubicado en la ciudad de Lima pertenece a la categoría A1 y se ubica en suelo firme – S1 según la clasificación establecida en el proyecto de norma E.030 del 2015. La edificación ha sido diseñada usando los requisitos de diseño de las normas chilena Nch2745-2003, la propuesta desarrollada en este trabajo para el Perú (P.A Perú) y los requerimientos de diseño especificados en el código americano ASCE/SEI 7-10. Para verificar los requisitos del código ASCE SEI7-10 se ha calculado el desplazamiento de diseño usando el espectro de diseño del proyecto de norma E.030 del 2015, y el desplazamiento máximo posible amplificándolo por el factor de 1,5, esto debido a que según el ASCE SEI7-10 considera que el sismo de diseño es los 2/3 del sismo máximo posible. A continuación se describe el procedimiento de diseño realizado.

4.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO ANALIZADO

En la Tabla IV-1 se resumen las cargas consideradas en el análisis del edificio, la Tabla IV-2, detalla las propiedades del concreto empleado en las vigas y columnas. Las losas de entrepiso son losas llenas de 0,20m de espesor. La Tabla IV-3 muestra la geometría de los elementos de la estructura que han sido diseñados para soportar las cargas de gravedad y las Figs. IV-1, IV-2 y IV-3 muestran la geometría del edificio analizado.

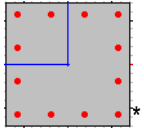


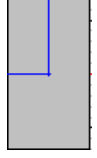


Tabla IV-1 Cargas consideradas en el análisis

| Tipo de Carga | Referencia | Carga | |
|--|---------------|--------------|-------------|
| Cargas permanentes | | | |
| Concreto armado | (E.020, 1985) | 2,40 Tn / m³ | 23,56 kN/m³ |
| Unidades de albañilería sólida | (E.020, 1985) | 1,80 Tn / m³ | 17,65 kN/m³ |
| Piso terminado | (E.020, 1985) | 0.10 Tn / m² | 0,98 kN/m² |
| Sobrecargas | | | |
| Salas de operación, laboratorios y áreas de servicio | (E.020, 1985) | 0,30 Tn / m² | 2,94 kN/m² |
| Corredores y escaleras | (E.020, 1985) | 0,40 Tn / m² | 3,92 kN/m² |
| Azoteas | (E.020, 1985) | 0,10 Tn / m² | 0,98 kN/m² |

Tabla IV-2 Propiedades del concreto de vigas, columnas y losas

| Material | Calidad | Peso específico [kN/m ³] | Módulo de elasticidad [kN/m ²] | Relación de Poisson | Esfuerzo de compresión [Mpa] |
|----------|------------------------|---|---|------------------------|----------------------------------|
| Concreto | f _c =21 Mpa | 23,56 | 21574630,4 | 0,3 | 21 |

Tabla IV-3 Geometría de los elementos de la estructura

| Geometría | Descripción | Descripción gráfica |
|---|------------------|---|
|  | C1 - 0,45 x 0,45 |  |
| | C2 - 0,50 x 0,50 |  |
|  | V1 - 0,30 x 0,50 |  |
| | V2 - 0,30 x 0,40 |  |

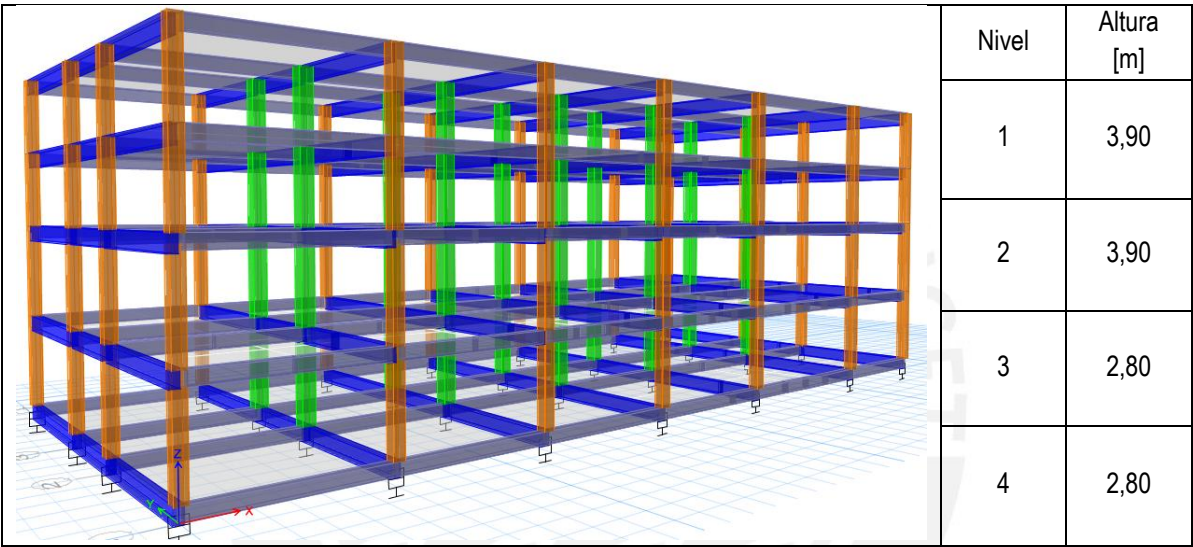


Figura IV-1 Isometría del edificio

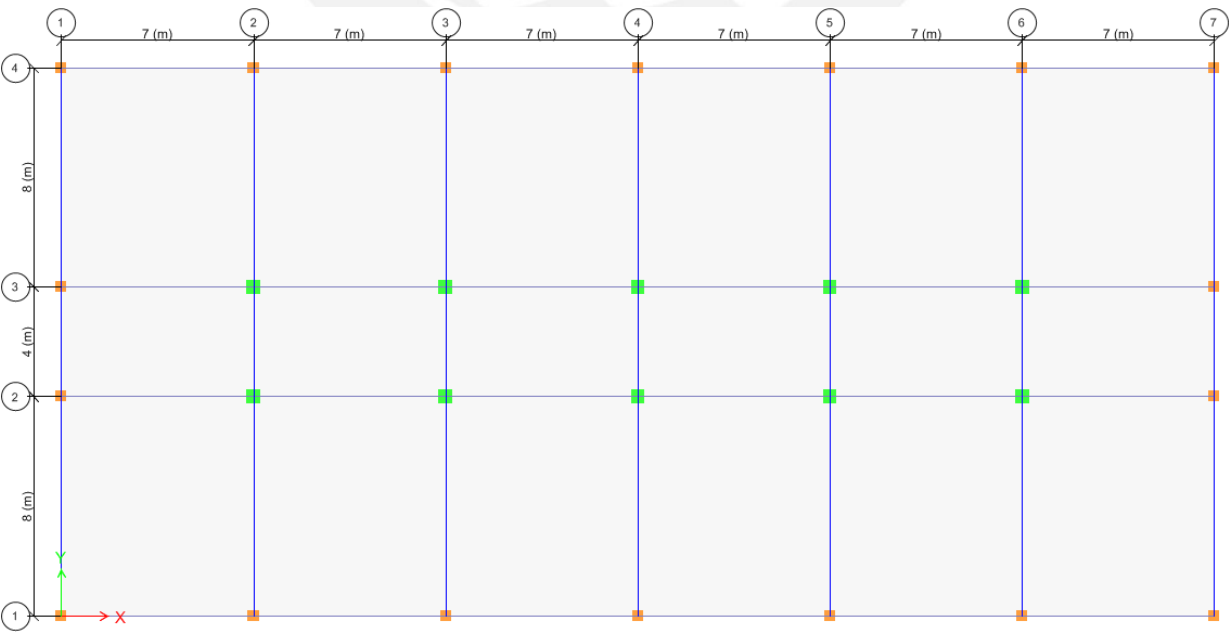
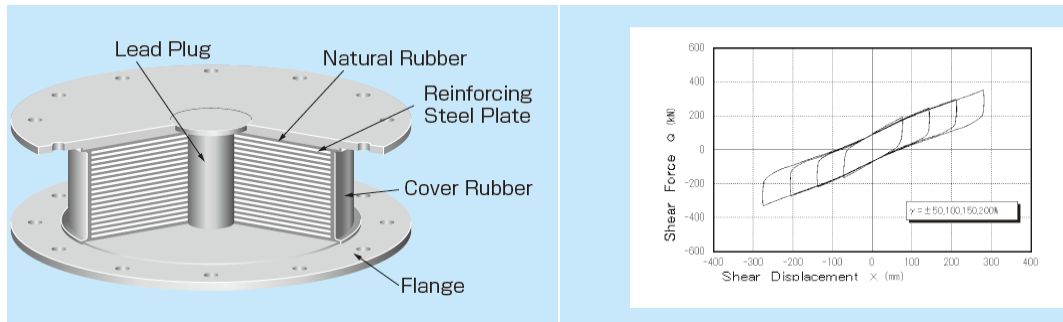


Figura IV-2 Configuración típica en cada nivel

4.2 DISEÑO DEL SISTEMA AISLAMIENTO

A continuación se describe el diseño del sistema aislamiento sísmico de la edificación usando los catálogos de aisladores sísmicos con núcleo de plomo y deslizadores sísmicos de BRIDGESTONE (Figs. IV-4 y IV-5). Los catálogos de los aisladores pueden ser descargados de la página http://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/product.html.



Product Dimension

| Item | Description |
|---|-------------|
| Outer diameter : D_o (mm) | |
| Inner diameter : D_i (mm) | |
| Effective plane area : A ($\times 10^2 \text{mm}^2$) | |
| Thickness of each rubber layer : t_r (mm) | |
| Number of rubber layers : n | |
| Total rubber thickness : $H = n \times t_r$ (mm) | |
| First shape factor $S_1 = (D_o - D_i) / (4 \times t_r)$ | |
| Second shape factor $S_2 = D_o / (n \times t_r)$ | |
| Diameter of flange : D_f (mm) | |
| Thickness of flange: edge/center : t_f/t_{fc} (mm) | |
| Connecting bolt PCD : PCD (mm) | |
| Diameter of connecting bolt hole x qty : d_b (mm) x qty | |
| Bolt size (assumption) : M ($d_b - 3$) | |
| Thickness of each reinforced steel plate : t_s (mm) | |
| Total height : H_t (mm) | |
| Total weight 1 (kN) = 1/9.80665 (tonf) | |

Shear Properties

Equivalent shear stiffness K_{eq} , equivalent damping ratio H_{eq} ,

initial stiffness K_1 , post-yield stiffness K_2 , characteristic strength Q_d

Shear properties of LRB is dependent on shear strain amplitude.

The shear strain dependency of each property is expressed by following equations.

Post-yield stiffness: $K_2 = K_d = C_{Kd} \cdot (K_r + K_p)$

Shear stiffness of laminated rubber: $K_r = G_r \cdot A_r / H$

Additional shear stiffness by lead plug: $K_p = \alpha_p \cdot A_p / H$

Where, C_{Kd} : post-yield stiffness correction factor due to strain dependency

G_r : shear modulus of rubber 0.385N/mm²

γ : shear strain

α_p : apparent shear modulus of lead 0.583N/mm²

Characteristics strength: $Q_d = C_{Qd} \cdot \sigma_{pb} \cdot A_p$

Where, C_{Qd} : characteristic strength correction factor due to strain dependency

σ_{pb} : Shear stress at yield of lead 7.967N/mm²

Initial stiffness: $K_1 = \beta \cdot K_d$

Where, β : Ratio of initial stiffness to post-yield stiffness which is between 10 ~ 15.

(recommended value: 13)

Equivalent shear stiffness K_{eq}

Equivalent damping ratio

$$K_{eq} = \frac{Q_d}{\gamma \cdot H} + K_d$$

$$H_{eq} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{Q_d \left\{ \gamma \cdot H - \frac{Q_d}{(\beta - 1) K_d} \right\}}{K_{eq} \cdot (\gamma \cdot H)^2}$$

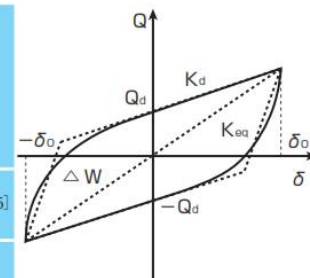
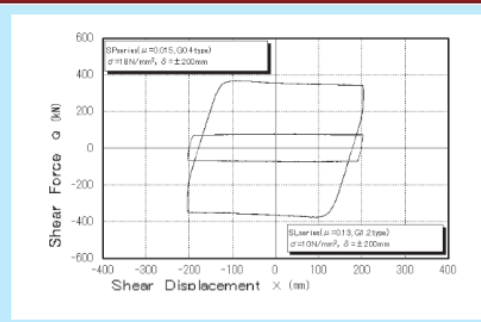
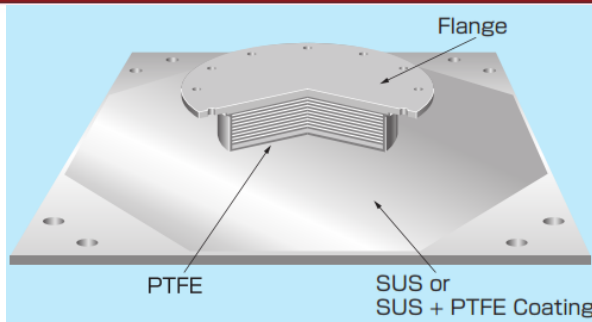


Figura IV-3 Parámetros de diseño de los aisladores con núcleo de plomo L-RB



Elastic Sliding Bearing

Seismic isolation material certification number by Ministry of Land, Infrastructure and Transport

MVBR-0349 (SL Series) Acquired in June 2007
MVBR-0469 (SP Series, G0.4 Type) Acquired in December 2012
MVBR-0479 (SK Series, G0.4 Type) Acquired in May 2013

Product Dimension

| Item | | Plan and Sectional View | | | | | | | | | | |
|---|---|-------------------------------------|--|---------------|-------------------------------|------------------------------|------------------------------|--|---|---|--|--------------------------------|
| Dimensions | Outer diameter | : D_o (mm) | <table><tr><td>Sliding plate</td></tr><tr><td>Outer base plate : L_1 (mm)</td></tr><tr><td>Outer SUS plate : L_2 (mm)</td></tr><tr><td>Inner SUS plate : L_3 (mm)</td></tr><tr><td>Total thickness : $t_s = t_{s1} + t_{s2}$ (mm)</td></tr><tr><td>Connecting bolt hole position : L_{b1}, L_{b2} (mm)</td></tr><tr><td>Diameter of connecting bolt hole x qty : d_b (mm) x qty</td></tr><tr><td>Bolt size (assumption) : M ($d_b - 5$)</td></tr><tr><td>Weight of sliding plate : (kN)</td></tr></table> | Sliding plate | Outer base plate : L_1 (mm) | Outer SUS plate : L_2 (mm) | Inner SUS plate : L_3 (mm) | Total thickness : $t_s = t_{s1} + t_{s2}$ (mm) | Connecting bolt hole position : L_{b1}, L_{b2} (mm) | Diameter of connecting bolt hole x qty : d_b (mm) x qty | Bolt size (assumption) : M ($d_b - 5$) | Weight of sliding plate : (kN) |
| | Sliding plate | | | | | | | | | | | |
| | Outer base plate : L_1 (mm) | | | | | | | | | | | |
| | Outer SUS plate : L_2 (mm) | | | | | | | | | | | |
| | Inner SUS plate : L_3 (mm) | | | | | | | | | | | |
| | Total thickness : $t_s = t_{s1} + t_{s2}$ (mm) | | | | | | | | | | | |
| | Connecting bolt hole position : L_{b1}, L_{b2} (mm) | | | | | | | | | | | |
| | Diameter of connecting bolt hole x qty : d_b (mm) x qty | | | | | | | | | | | |
| | Bolt size (assumption) : M ($d_b - 5$) | | | | | | | | | | | |
| | Weight of sliding plate : (kN) | | | | | | | | | | | |
| | Inner diameter | : D_i (mm) | | | | | | | | | | |
| | Effective diameter (outer diameter of sliding Plate) : D_s (mm) | | | | | | | | | | | |
| | Effective plane area | : A ($\times 10^2 \text{mm}^2$) | | | | | | | | | | |
| | Thickness of each rubber layer | : t_r (mm) | | | | | | | | | | |
| | Number of rubber layers | : n | | | | | | | | | | |
| | Total rubber thickness : $H = n \times t_r$ (mm) | | | | | | | | | | | |
| First shape factor $S_1 = (D_o - D_i) / (4 \times t_r)$ | | | | | | | | | | | | |
| Second shape factor $S_2 = D_o / (n \times t_r)$ | | | | | | | | | | | | |
| Diameter of flange | : D_f (mm) | | | | | | | | | | | |
| Thickness of flange: edge/center | : t_f/t_{fc} (mm) | | | | | | | | | | | |
| Connecting bolt PCD | : PCD (mm) | | | | | | | | | | | |
| Diameter of connecting bolt hole x qty | : d_b (mm) x qty | | | | | | | | | | | |
| Bolt size (assumption) | : M ($d_b - 3$) | | | | | | | | | | | |
| Thickness of each reinforced steel plate | : t_s (mm) | | | | | | | | | | | |
| Total height | : H_t (mm) | | | | | | | | | | | |
| Total weight 1 (kN) = 1/9.80665 (tonf) | | | | | | | | | | | | |

Shear Properties

Initial stiffness K_1

Initial stiffness K_1 of elastic sliding bearing is expressed in the following equations.

$$K_1 = \frac{G_{eq} \cdot A}{H}$$

Shear modulus G_{eq} for computation of the initial stiffness shall be adopted from the values below.

| | SK series | SL series |
|---|-----------|-----------|
| Shear modulus G_{eq} (N/mm ²) | 0.49 | 1.18 |

※ Please note that starting from MVBR-0469, the shear modulus G_{eq} for computation of the initial stiffness have been changed.

Compressive stress dependency and velocity dependency of friction coefficient

Compressive stress dependency and velocity dependency of the friction coefficient μ are expressed in the following equations.

● For SK series (μ 0.011, Type G0.4)

$$\mu = 0.0424 \cdot \sigma^{-0.510} \cdot V^{0.0894}$$

● For SL series (μ 0.13, Type G1.2)

$$\mu = (0.112 - 0.00276 \cdot \sigma) \cdot V^{0.0863}$$

σ : compressive stress (N/mm²) V : velocity (mm/s)

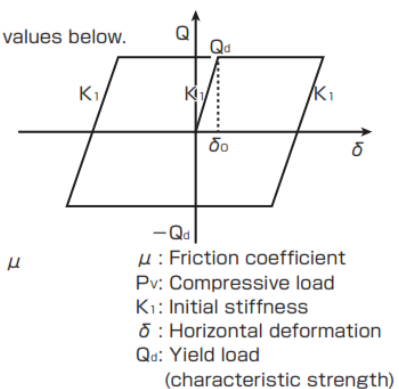


Figura IV-4 Parámetros de diseño de los deslizadores – Elastic Sliding Bearing

4.2.1 Obtención de los parámetros dinámicos de la estructura con base fija

El periodo fundamental de la estructura con base fija estimado es de 0,88 seg (Fig. IV-5). Además, en la Tabla IV-4 se ha calculado la excentricidad que existe entre el centro de masas y centro de rigidez, y las coordenadas de estos puntos.

Tabla IV-4 Ubicación del centro de masas y rigidez

| Nivel | Masa X [Kn.seg ² /m] | Masa Y [Kn.seg ² /m] | X _{CM} [m] | Y _{CM} [m] | X _{CR} [m] | Y _{CR} [m] |
|-------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| 2 | 317,74 | 317,74 | 23,09 | 9,67 | 21,18 | 9,95 |
| 3 | 429,58 | 429,58 | 21,15 | 8,93 | 21,11 | 9,95 |
| 4 | 396,91 | 396,91 | 20,67 | 10,14 | 21,11 | 9,95 |
| 5 | 336,29 | 336,29 | 20,14 | 10,20 | 21,12 | 9,95 |

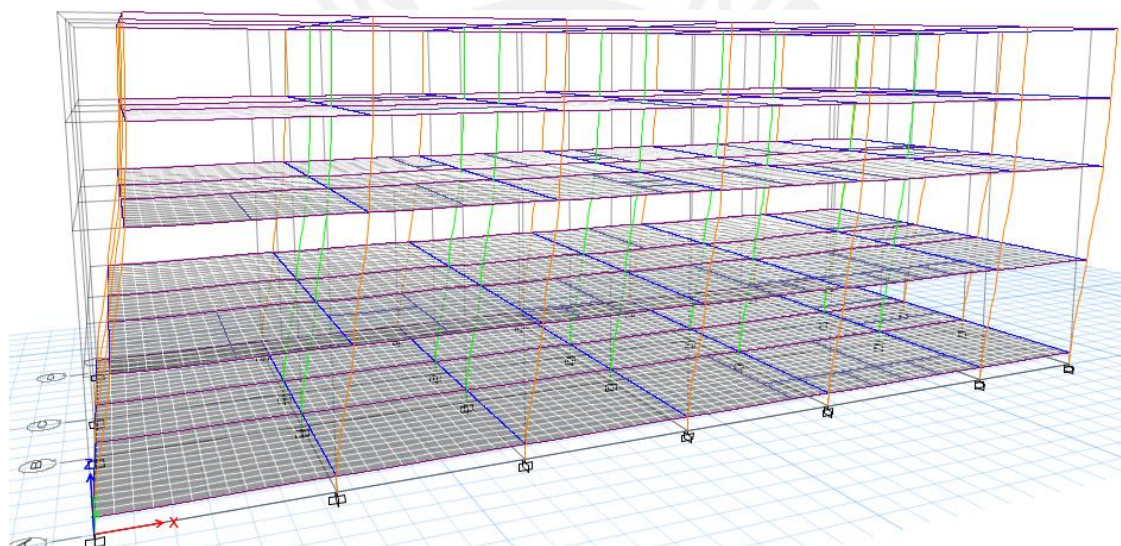


Figura IV-1 Modo fundamental de la edificación con base fija

4.2.2 Desplazamientos de diseño según la norma chilena NCh2745

La Tabla IV- 5 resume los parámetros que definen los desplazamientos de diseño de la norma Nch2745. Es importante considerar que el suelo se corresponde a un suelo del tipo B según la norma Nch2745, el cual es equivalente al suelo tipo S1 según la norma peruana E.030.

Tabla IV-5 Desplazamientos de diseño según la norma chilena Nch275

| Parámetro | Expresión | Valor | Unidad |
|-------------------------------------|----------------------------------|-------|--------|
| Desplazamiento (Zona 3-SueloB) | $\alpha_D \cdot D$ | 300 | [mm] |
| Factor de zona | Z | 1,25 | |
| Factor para el sismo máximo posible | M_M | 1,20 | |
| Desplazamiento de diseño | $S_D = C_D = Z \alpha_D \cdot D$ | 375 | [mm] |
| Desplazamiento máximo | $S_M = C_M = M_M \cdot C_D$ | 450 | [mm] |

4.2.3 Desplazamientos de diseño según la propuesta de norma para el Perú

La Tabla IV-6 resume los parámetros que permiten obtener los desplazamientos de diseño según la propuesta de norma para el Perú.

Tabla IV-6 Desplazamientos de diseño según la propuesta para el Perú

| Parámetro | Expresión | Valor | Unidad |
|--|-------------------------------------|--------|------------------------|
| Aceleración de diseño para periodo de 0,2 seg | S_s | 1,35 | [g] |
| Aceleración de diseño para periodo de 1,0 seg | S_1 | 0,58 | [g] |
| Factor de amplificación del suelo para periodos de 0,2 seg | F_a | 1,0 | |
| Factor de amplificación del suelo para periodos de 1,0 seg | F_v | 1,0 | |
| Periodo | T_L | 2,50 | [seg] |
| Aceleración de diseño para 0,2 seg | S_{DS} | 1,35 | [g] |
| Aceleración de diseño para 1,0 seg | S_{D1} | 0,58 | [g] |
| Factor para el sismo máximo posible | C_R | 1,25 | |
| Aceleración de la gravedad | g | 9810 | [mm/seg ²] |
| Desplazamiento de diseño | $S_D = \frac{g S_{D1} T_L}{4\pi^2}$ | 360,31 | [mm] |
| Desplazamiento máximo probable | $S_M = C_R \cdot S_D$ | 450,39 | [mm] |

4.2.4 Desplazamientos de diseño considerando el ASCE/SEI 7-10

La Tabla IV-7 resume los parámetros que permiten obtener los desplazamientos de diseño considerando el ASCE7-10. En este cálculo se han considerado como aceleraciones de diseño las propuestas por el proyecto de norma E.030 del 2015 y el desplazamiento máximo ha sido calculado amplificando el desplazamiento de diseño por el factor de 1,5, de tal manera que $SD=2/3S_M$.

Tabla IV-7 Desplazamientos de diseño considerando el ASCE7-10

| Parámetro | Expresión | Valor | Unidad |
|---|-------------------------------------|--------|------------------------|
| Aceleración de diseño para periodo de 0,2 seg | S_s | 1,125 | [g] |
| Aceleración de diseño para periodo de 1,0 seg | S_1 | 0,45 | [g] |
| Factor de amplificación del suelo | S | 1,0 | |
| Periodo | T_L | 2,50 | [seg] |
| Aceleración de diseño para 0,2 seg | $S_{DS} = S \cdot S_s$ | 1,35 | [g] |
| Aceleración de diseño para 1,0 seg | $S_{D1} = S \cdot S_1$ | 0,58 | [g] |
| Factor para el sismo máximo posible | C_R | 1,50 | |
| Aceleración de la gravedad | g | 9810 | [mm/seg ²] |
| Desplazamiento de diseño | $S_D = \frac{g S_{D1} T_L}{4\pi^2}$ | 279,55 | [mm] |
| Desplazamiento máximo probable | $S_M = C_R \cdot S_D$ | 419,33 | [mm] |

4.2.5 Cálculo de los desplazamientos de diseño del sistema de aislamiento

La Tabla IV-8 resume el cálculo del factor que permite estimar los desplazamientos totales.

Tabla IV-8 Factor de amplificación para obtener los desplazamientos totales

| Parámetro | Expresión | Valor | Expresión | Valor | Unidad |
|---|---|-------|----------------------------------|-------|--------|
| Dimensión | b_X | 42,0 | d_Y | 20,0 | [m] |
| Ubicación del centro de masas | X_{CM} | 20,14 | Y_{CM} | 10,20 | [m] |
| Ubicación del centro de rigidez | X_{CR} | 21,12 | Y_{CR} | 9,95 | [m] |
| Excentricidad | $e_X = X_{CM} - X_{CR} $ | 0,98 | $e_Y = Y_{CM} - Y_{CR} $ | 0,25 | [m] |
| Excentricidad accidental | $e_{Xaccidental} = 0.05b_X$ | 1,87 | $e_{Yaccidental} = 0.05d_Y$ | 0,77 | [m] |
| Excentricidad | $e_{XT} = e_X + e_{Xaccidental}$ | 2,85 | $e_{YT} = e_Y + e_{Yaccidental}$ | 1,02 | [m] |
| Desplazamiento de diseño | $e = \sqrt{e_{XT}^2 + e_{YT}^2}$ | | | 3,02 | [m] |
| Parámetro | $y = 0.5 \text{ Max}[b_X, d_Y]$ | | | 21,00 | [m] |
| Factor para obtener los desplazamientos totales | $FDT = 1 + y \frac{12e}{b_X^2 + d_Y^2}$ | | | 1,35 | |

4.2.6 Cálculo de la rigidez requerida del sistema de aislamiento

La Tabla IV-9 muestra el cálculo de la rigidez mínima del sistema de aislamiento donde se ha establecido como periodo objetivo de diseño 2,5 seg. Además en el diseño se ha considerado el uso de 6 deslizadores sísmicos que aportan la rigidez lateral que se detalla en la Tabla IV-10.

Tabla IV-9 Calculo de la rigidez mínima del sistema

| Parámetro | Expresión | Valor | Unidad |
|---|--|----------|--------------------------|
| Periodo objetivo para el sismo de diseño | T_D | 2,50 | [seg] |
| Periodo para el sismo máximo probable | $T_M = 1.25T_D$ | 3,125 | [seg] |
| Carga muerta total + 50% de carga viva | $DL + 0,50 LL$ | 45184,18 | [kN] |
| Masa por cargas muertas y vivas (% de LL) | $M_{DL} = \frac{DL}{g}$ | 4605,93 | [kN.seg ² /m] |
| Rigidez mínima del sistema | $K_{Dmin} = \frac{4\pi^2 M_{DL}}{T_D^2}$ | 29093,58 | [kN/m] |

Tabla IV-10 Rigidez de los deslizadores sísmicos

| Parámetro | Expresión | Valor | Unidad |
|--|--|---------|--------------------|
| Diámetro del deslizador | D_i | 300 | [mm] |
| Área del deslizador | $A_{\text{deslizador}}$ | 70700 | [mm ²] |
| Carga muerta total | G_{eq} | 1,18 | [MPa] |
| Altura del deslizador | H | 42,0 | [mm] |
| Rigidez lateral de cada deslizador | $K_{\text{deslizador}} = \frac{G_{eq} \cdot A_{\text{deslizador}}}{H}$ | 824,83 | [kN/m] |
| Número de deslizadores | n | 6 | [Unid] |
| Rigidez que aporta el conjunto de deslizadores | $K_{n\text{deslizador}} = n K_{\text{deslizador}}$ | 4949,00 | [kN/m] |

Finalmente la rigidez requerida para los aisladores con núcleo de plomo es:

$$K_{Dmin-LRB} = K_{Dmin} - K_{n\text{deslizador}} = 29093,58 - 4949,00 = 24144,58 \text{ kN/m}$$

4.2.7 Cálculo de los desplazamientos de diseño

Las Tablas IV-11, IV-12 y IV-13 muestran el cálculo de los factores de modificación de amortiguamiento según la norma NCh.2745-2003, la propuesta para Perú y el ASCE/SEI 7-10 respectivamente y la Tabla IV-10 resume el cálculo del desplazamiento de diseño.

Tabla IV-11 Factor de reducción modificación de amortiguamiento - norma Nch2745-2745

| Parámetro | Expresión | Valor | Unidad |
|--|---|-------|--------|
| Amortiguamiento efectivo | β | 25 | [%] |
| Desplazamiento de diseño | C_D | 375 | [mm] |
| Desplazamiento máximo | C_M | 450 | [mm] |
| Parámetro en función del tipo de suelo y el grado de amortiguamiento | a | 54,3 | |
| Parámetro en función del grado de amortiguamiento efectivo | $Bo[\beta] = 2 \left(\frac{1+\beta}{1+14.68\beta^{0.865}} \right)$ | 0,46 | |
| Factor de modificación de amortiguamiento – Ecuación | $B_D = \frac{1}{Bo - (Bo-1)E^{\frac{\beta}{100} - 0.05IT_D}}$ | 2,17 | |
| Factor de modificación de amortiguamiento - Interpolando | B_D | 2,17 | |

Tabla IV-12 Factor de modificación de amortiguamiento – Propuesta para Perú

| Parámetro | Expresión | Valor | Unidad |
|--|---|--------|--------|
| Amortiguamiento efectivo | β | 25 | [%] |
| Desplazamiento de diseño | S_D | 360,31 | [mm] |
| Desplazamiento máximo | S_M | 450,39 | [mm] |
| Parámetro en función del grado de amortiguamiento | $f[\beta] = -0.031 \ln\left[\frac{\beta(\%)}{5}\right]^2 + 0.386 \ln\left[\frac{\beta(\%)}{5}\right]$ | 0,54 | |
| Factor de modificación de amortiguamiento – Ecuación | $B_D = \frac{1}{1 - f[\beta] \frac{T_D^{8.85}}{(T_D + 0.01)^{8.94}}}$ | 1,93 | |
| Factor de modificación de amortiguamiento - Interpolando | B_D | 2,05 | |

Tabla IV-13 Factor de modificación de amortiguamiento – Según el ASCE/SEI 7-10

| Parámetro | Expresión | Valor | Unidad |
|--|--|--------|--------|
| Amortiguamiento efectivo | β | 25 | [%] |
| Desplazamiento de diseño | S_D | 279,55 | [mm] |
| Desplazamiento máximo | S_M | 419,13 | [mm] |
| Factor de modificación de amortiguamiento – Ecuación según el FEMA 440 | $B_D = \frac{4}{5,6 - \ln(\beta(\%))}$ | 1,68 | |
| Factor de modificación de amortiguamiento - Interpolando | B_D | 1,60 | |

Tabla IV-14 Desplazamientos de diseño

| Descripción | Parámetro | Nch2745 F=1,20 | Propuesta Perú F=1,25 | ASCE/SEI 7-10 F=1,50 | Unidad |
|---|--------------------------|-------------------|-----------------------------|----------------------------|--------|
| Desplazamiento de diseño | S_D | 375,0 | 360,31 | 279,55 | [mm] |
| Factor de modificación de amortiguamiento | B_D, B_M | 2,17 | 1,93 | 1,68 | |
| Desplazamiento de diseño modificado | $D_D = \frac{S_D}{B_D}$ | 172,80 | 187,12 | 166,41 | [mm] |
| Desplazamiento máximo probable | $D_M = \frac{S_M}{B_M}$ | 207,36 | 233,90 | 249,62 | [mm] |
| Desplazamiento total de diseño | $D_{TD} = FDT \cdot D_D$ | 233,63 | 253,00 | 225,00 | [mm] |
| Desplazamiento total máximo | $D_{TM} = FDT \cdot D_M$ | 280,36 | 316,25 | 337,49 | [mm] |

4.2.8 Diseño del sistema de aislación

Con los parámetros definidos anteriormente se han obtenido las características del sistema siguiendo la secuencia de cálculo resumida en la Tablas IV-15 a IV-24.

Tabla IV-15 Cálculo del área requerido para el núcleo de plomo

| Descripción | Parámetro | NCh2745-2003 | Propuesta Perú | ASCE/SEI 7-10 | Unidad |
|--|---|--------------|----------------|---------------|--------|
| Desplazamiento de fluencia | Dy (asumido) | 0 | | | [mm] |
| Rigidez efectiva | $K_{eff}=K_{Dmin}$ | 24144,58 | | | [kN/m] |
| Fuerza característica | $Q=\frac{\pi K_{eff} D_D^2 \beta_{eff}}{2(D_D-Dy)}$ | 1638,42 | 1774,22 | 1577,84 | [kN] |
| Esfuerzo de corte del núcleo de plomo | τ_{ylead} (catálogo) | 7,967 | | | [Mpa] |
| Área requerida para el núcleo de plomo | $A_{Rlead}=\frac{Q}{\tau_{ylead}}$ | 205651,11 | 222696,52 | 198047,13 | [mm²] |

Tabla IV-16 Área propuesta del núcleo de plomo

| Aislador | Corte de fluencia τ_{ylead} [Mpa] | Área propuesta | | | | Fuerza |
|----------|--|---|--|-------------------------------|---|---|
| | | Diámetro del núcleo de plomo Di [mm] | Área del núcleo de plomo A_{lead} [mm²] | Número de Aisladores n | Área total $A_{Tlead} = n \cdot A_{lead}$ [mm²] | $Q_{lead}=A_{Tlead} \tau_{ylead}$ [kN] |
| LRB G4 | 7.967 | 110 | 9503,32 | 18 | 171059,72 | 1362,83 |
| | | 130 | 13273,23 | 4 | 53092,92 | 422,99 |
| Total | | | | | 224152,64 | 1785,82 |

Tabla IV-17 Rigidez del núcleo de plomo

| Norma | Diámetro interior D_i [mm] | Desplazamiento de diseño D_D [mm] | Rigidez del núcleo de plomo [kN/m] $K_{lead}=\frac{Q_{lead}}{D_D}$ | | |
|----------------|---------------------------------|--|---|----------------|---------------|
| | | | NCh2745 - 2003 | Propuesta Perú | ASCE SEI 7-10 |
| NCh2745 - 2003 | 110 | 172.80 | 7886,72 | | |
| | 130 | 172.80 | 2447,85 | | |
| Propuesta Perú | 110 | 187.12 | | 7283,06 | |
| | 130 | 187.12 | | 2260,49 | |
| ASCE SEI 7-10 | 110 | 166.41 | | | 8189,53 |
| | 130 | 166.41 | | | 2541,84 |
| Total | | | 10334,57 | 9543,55 | 10731,36 |

Tabla IV-18 Rigidez requerida del elastómero

| Descripción | Parámetro | NCh2745 - 2003 | Propuesta Perú | ASCE SEI 7-10 | Unidad |
|--|---|----------------|----------------|---------------|--------|
| Rigidez del elastómero – K2 | $K_{n\ rubber}=K_{eff}-K_{lead}$ | 13810,01 | 14601,03 | 13413,22 | [kN/m] |
| Número de aisladores | $n_{aisladores}$ | 22 | | | |
| Rigidez requerida del elastómero de cada aislador – K2 | $K_{rubber} = \frac{K_{n\ rubber}}{n_{aisladores}}$ | 627,73 | 663,68 | 609,69 | kN/m] |

Una vez definida la rigidez requerida para los elastómeros es posible definir la geometría de los aisladores. En este ejemplo se ha definido la geometría tomando en cuenta las dimensiones que el fabricante ofrece. De esta manera se proponen la siguiente geometría para los elastómeros.

Tabla IV-19 Rigidez propuesta para los elastómeros

| Propiedades de la goma de cada aislador | | | Espesor de cada capa tr [mm] | Características de la goma | | Rigidez de la goma $K_{rubber} = \frac{G_{rubber} A_{rubber}}{H_{rubber}}$ [kN/m] |
|---|----------------------------------|-----------------------------|--|----------------------------|------------------------|---|
| De [mm] | Propuesta [mm ²] | $G_{eq\ rubber}$ [Mpa] | | n | H_{rubber} [mm] | |
| 650 | 322300 | 0.385 | 4.40 | 45 | 198 | 626.7 |
| 700 | 371600 | | 4.70 | 43 | 202 | 707.9 |




La altura de los elastómeros define la altura del núcleo de plomo. Por lo tanto, la rigidez del núcleo de plomo y de los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo puede ser definida de la siguiente manera:

Tabla IV-20 Rigidez del núcleo de plomo

| Diámetro del núcleo de plomo Di [mm] | Área del núcleo A_{lead} [mm ²] | G_{lead} [Mpa] | H_{lead} [mm] | $K_{lead} = \frac{G_{lead} \cdot A_{lead}}{H_{lead}}$ [kN/m] | Número de aisladores | Q (c/aislador) (Tabla IV-16) [kN] |
|---|--|-----------------------|--------------------|---|----------------------|---|
| 110 | 9503.32 | 0.583 | 198 | 27.982 | 18 | 75,71 |
| 130 | 13273.23 | 0.583 | 202 | 38.289 | 4 | 105,75 |

Finalmente la Fig. IV-5 muestra la disposición del sistema de aislación y la Tabla IV-21 describe el tipo dispositivo empleado.

Tabla IV-21 Sistema de aislación propuesto

| | |
|---|---|
| Aislador tipo 1 : 18 unidades LH065G4-C |  |
| Aislador tipo 2 : 4 unidades LH070G4-B |  |
| Deslizadores : 6 unidades SK030GC |  |

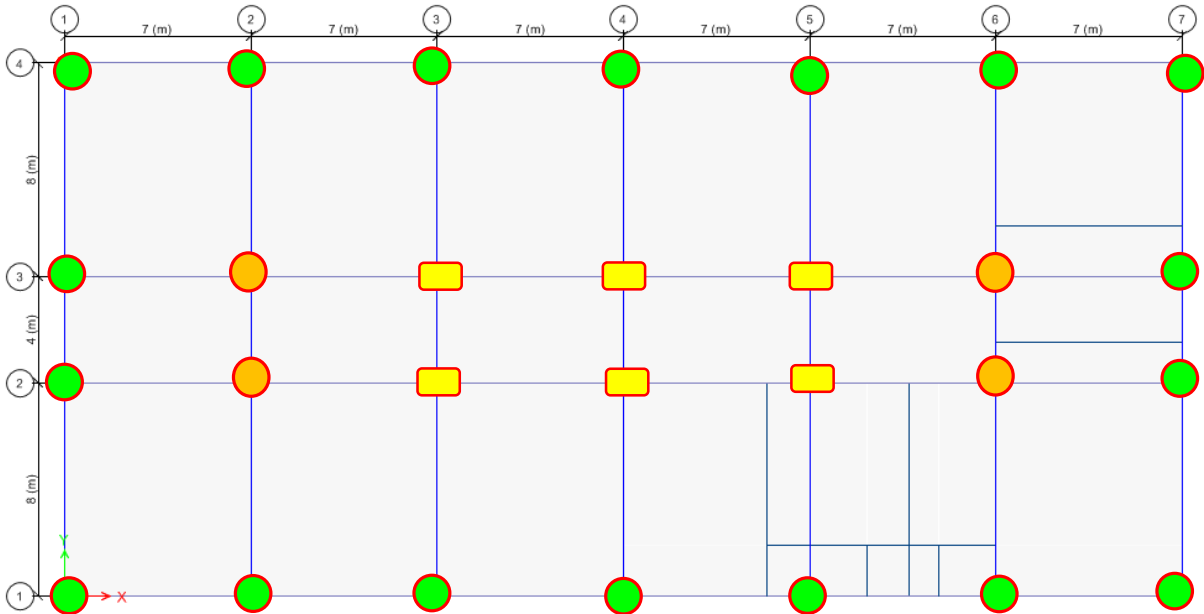


Figura IV-5 Distribución de sistema de aislación propuesto

Tabla IV-22 Parámetros para el modelo bilineal para un $\gamma=100\%$

| Descripción | Parámetro | Aislador | | Unidad |
|--------------------------------------|---|-----------|-----------|--------|
| | | LH065G4-C | LH070G4-B | |
| Rigidez pos fluencia | $K_2=K_{lead}+K_{rubber}$ | 654,68 | 746,19 | [kN/m] |
| Rigidez inicial | $K_1=13 K_2$ | 8510,79 | 9700,42 | [kN/m] |
| Rigidez efectiva de cada aislador | $K_{eff}=\frac{Q}{H}+K_2$ | 1037,06 | 1269,43 | [kN/m] |
| Fuerza resistente | $F=K_{eff} D_D$ | 179,21 | 219,36 | [kN] |
| Amortiguamiento efectivo | $\beta_{eq}=2Q \frac{H-\frac{Q}{(m-1) K_2}}{\pi K_{eff} H^2}$ | 22,57 | 24,43 | [%] |
| Amortiguamiento efectivo del sistema | $\beta_{eq}=\frac{n_i \cdot \beta_{eqi}}{\sum n_i}$ | 22,91 | | [%] |

Tabla IV-23 Rigidez del sistema de aislación

| Descripción | Parámetro | Aislador | | Unidad |
|---|---|-----------|-----------|-----------|
| | | LH065G4-C | LH070G4-B | |
| Rigidez efectiva del sistema de aislación | $K_{\text{eff LRB}} = K_{\text{eff}} n_{\text{aisladore}}$ | 18667,17 | 5077,73 | [kN/m] |
| Rigidez efectiva del conjunto de aisladores con núcleo de plomo | $K_{\text{eff LRB}} = \sum K_{\text{eff}} n_{\text{aisladore}}$ | 23744,90 | | [kN/m] |
| Rigidez que aporta el conjunto de deslizadores | $K_{\text{deslizador}} = \sum K_{\text{deslizador}}$ | 4949,00 | | [kN/m] |
| Rigidez total del sistema de aislación | $K_{\text{eff}} = K_{\text{eff LRB}} + K_{\text{deslizador}}$ | 28693,90 | | [kN/m] |
| Periodo del sistema | $T_D = 2\pi \sqrt{\frac{M_{DL}}{K_{\text{eff}}}}$ | 2,52 | | [seg] |
| Frecuencia angular del sistema | $\omega_D = \frac{2\pi}{T_D}$ | 2,50 | | [rad/seg] |

Tabla IV-24 Energía de deformación del sistema de aislación

| Norma | β_{eq} [%] | $E_D = 2\pi K_{\text{eff}} D_D^2 \beta_{eq}$ [kN.mm] | $Q = \frac{\pi K_{\text{eff}} D_D \beta_{eq}}{2}$ [kN] | $D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$ [mm] | $F_y = Q + K_2 \cdot D_y$ [kN] | ω [rad/seg] | $C = \frac{E_D}{\pi D_D^2 \omega_D}$ [kN.seg/m] |
|-------------------|---------------------|---|---|-------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------|--|
| NCh2745 - 2003 | 22.57% | 43911.06 | 63,53 | 8,09 | 68,82 | 2,50 | 187,54 |
| | 24.43% | 58195.37 | 84,19 | 9,40 | 91,21 | | 248,55 |
| Propuesta Perú | 22.57% | 51491.87 | 68,79 | 8,76 | 74,53 | 2,50 | 187,54 |
| | 24.43% | 68242.23 | 91,17 | 10,18 | 98,77 | | 248,55 |
| ASCE SEI 7-10 | 22.57% | 40723.86 | 61,18 | 7,79 | 66,28 | 2,50 | 187,54 |
| | 24.43% | 53971.37 | 81,08 | 9,06 | 87,84 | | 248,55 |

4.2.9 Verificación de la rigidez vertical del sistema de aislación

La rigidez vertical de un aislador se escoge típicamente para producir una frecuencia vertical de vibración del sistema superior a 10 Hz. La Tabla IV-25 resume el cálculo de la frecuencia vertical del sistema de aislación.

Tabla IV-25 Frecuencia vertical del sistema

| Descripción | Parámetro | LH065G4-C | LH070G4-B | SK030GC | Unidad |
|--|--|------------|------------|-----------|--------------------|
| Altura de cada capa del elastómero | t_r | 4,4 | 4,7 | 3,5 | [mm] |
| Número de capas de elastómero | $n = \frac{H_{rubber}}{t_r}$ | 45 | 43 | 12 | |
| Altura total del elastómero | $H = n \cdot t_r$ | 198 | 202 | 42 | [mm] |
| Diámetro exterior del aislador | D_e | 650 | 700 | 300 | [mm] |
| Factor de formas 1 | $S_1 = \frac{D_e}{4t_r}$ | 36,96 | 37,23 | 21,43 | |
| Módulo de elasticidad del sistema | E | 2,2 | 2,2 | 2,2 | [MPa] |
| Factor de corrección del módulo de elasticidad | α_v | 1,23 | 1,23 | 0,85 | |
| Módulo de bulk | E_∞ | 1176 | 1176 | 1200 | [MPa] |
| Factor | k | 0,70 | 0,70 | 0,70 | |
| Módulo de corte | G_{eq} | 0,385 | 0,385 | 0,49 | [MPa] |
| Módulo de compresión | $E_C = \frac{E(1+2kS_1^2)}{1 + \frac{E(1+2kS_1^2)}{E_\infty}}$ | 924,98 | | | [MPa] |
| Área total | $A_T = A_{rubber} + A_{lead}$ | 331803,32 | 384873,23 | 70700,00 | [mm ²] |
| Rigidez vertical | $K_V = \alpha_v \frac{E_C A_T}{H}$ | 1894044,61 | 2160046,26 | 929531,59 | [kN/m] |
| Frecuencia horizontal del sistema | $f_H = \frac{1}{T_D}$ | 0,40 | | | [Hz] |
| Frecuencia vertical del aislador | $f_v = f_H \sqrt{\frac{E_C}{G_{eq}}}$ | 19,41 | 19,44 | 14,46 | [Hz] |
| Frecuencia vertical según el FEMA | $f_v = \sqrt{6} S_1 f_H$ | 35,94 | 36,23 | 20,85 | [Hz] |

4.2.10 Verificación de distorsión máxima

A continuación de muestra la verificación de la distorsión máxima que puede sufrir el sistema de aislación.

Tabla IV-26 Deformación angular máxima

| Descripción | Parámetro | LH065G4-C | LH070G4-B | Unidad |
|---------------------------------|--|-----------|-----------|--------|
| Factor de forma 2 | $S_2 = \frac{De}{n t_r}$ | 3,28 | 3,46 | |
| Factor de correccion | α_c | 0,57 | 0,62 | |
| Módulo de elasticidad corregido | $E_b = \frac{E(1 + \frac{2kS_1^2}{3})}{1 + \frac{E(1 + \frac{2kS_1^2}{3})}{E_\infty}}$ | 639,66 | 644,40 | [MPa] |
| Esfuerzo de compresión | $\sigma_{AC} = \frac{1.26\pi}{4} \alpha_c \sqrt{G_{eq} E_b S_2}$ | 29,10 | 33,25 | [MPa] |

La distorsión máxima se verifica para dos condiciones. La primera el desplazamiento total de diseño y la segunda para el desplazamiento total máximo posible.

a. Verificación para el sismo de diseño

La Tabla IV-27 resume el cálculo de la distorsión del sistema de aislación para el sismo de diseño.

Tabla IV-27 Distorsión máxima para el sismo de diseño

| Norma | DT _D [mm] | $\gamma_{SD} = \frac{D_{TD}}{H}$ | $\sigma_{ACD} = \sigma_{AC} \left(1 - 0.9 \frac{\gamma_{SD}}{S_2} \right)$ [Mpa] | $\epsilon_{CD} = \frac{\gamma_{SD}}{E(1 + 2 k S_1^2)}$ | $\gamma_{CD} = 6 S_1 \epsilon_{CD}$ | $\gamma_{m\acute{a}x} = \gamma_{SD} + \gamma_{CD}$ |
|-------------------|-------------------------|----------------------------------|--|--|-------------------------------------|--|
| NCh2745 - 2003 | 233,63 | 1,18 | 19,68 | 0.0047 | 1,04 | 2,22 |
| | | 1,16 | 23,26 | 0.0054 | 1,22 | 2,37 |
| Propuesta Perú | 253,00 | 1,28 | 18,90 | 0.0045 | 1,00 | 2,27 |
| | | 1,25 | 22,44 | 0.0053 | 1,17 | 2,43 |
| ASCE SEI 7-10 | 225,00 | 1,14 | 20,03 | 0.0048 | 1,06 | 2,19 |
| | | 1,11 | 23,63 | 0.0055 | 1,24 | 2,35 |

A distorsión permisible es

$$\gamma_{permisible} = f \cdot \gamma_u$$

Para el sismo de diseño $f=1/2$ y $\gamma_u=5,5$. De dónde $\gamma_{permisible} = 2,75$, que es un valor mayor a la distorsión estimada.

b. Verificación para el sismo máximo posible

La Tabla IV-28 resume el cálculo de la distorsión del sistema de aislación para el sismo máximo posible.

Tabla IV-28 Distorsión máxima para el sismo de diseño

| Norma | DT_M [mm] | $\gamma_{SM} = \frac{D_{TM}}{H}$ | $\sigma_{ACM} = \sigma_{AC} \left(1 - 0.9 \frac{\gamma_{SM}}{S_2} \right)$ [Mpa] | $\epsilon_{CM} = \frac{\gamma_{SM}}{E(1+2 k S_1^2)}$ | $\gamma_{CM} = 6 S_1 \epsilon_{CD}$ | $\gamma_{m\acute{a}x} = \gamma_{SM} + \gamma_{CM}$ |
|-------------------|----------------|----------------------------------|--|--|-------------------------------------|--|
| NCh2745 - 2003 | 280,36 | 1,42 | 17,80 | 0,0042 | 0,91 | 2,45 |
| | | 1,39 | 21,27 | 0,0050 | 1,09 | 2,60 |
| Propuesta Perú | 316,25 | 1,60 | 16,36 | 0,0039 | 0,83 | 2,59 |
| | | 1,56 | 19,73 | 0,0046 | 1,00 | 2,74 |
| ASCE SEI 7-10 | 337,49 | 1,70 | 15,50 | 0,0037 | 0,79 | 2,76 |
| | | 1,67 | 18,82 | 0,0044 | 0,95 | 2,91 |

A distorsión permisible es

$$\gamma_{permisible} = f \cdot \gamma_u$$

Para el sismo de diseño $f=9/10$ y $\gamma_u=5,5$. De dónde $\gamma_{permisible} = 4,95$, que es un valor mayor a la distorsión estimada.

4.2.11 Verificación del pandeo

La Tabla IV-29 resume el cálculo de la carga crítica de los aisladores empleados

Tabla IV-29 Deformación angular máxima

| Descripción | Parámetro | LH065G4-C | LH070G4-B | Unidad |
|---------------------------------|---|---------------|----------------|--------------------|
| Deformación angular máxima | H_t | 390,40 | 388,30 | [mm] |
| Área efectiva de corte | $A_S = A_{aislador} \frac{H_t}{H_{rubber}}$ | 654222,30 | 739466,97 | [mm ²] |
| Máxima fuerza de corte | $P_S = G_{eq} A_S$ | 251,88 | 284,70 | [kN] |
| Momento de inercia del aislador | $I = \frac{\pi}{4} \left(\left(\frac{D_e}{2} \right)^4 - \left(\frac{D_{lead}}{2} \right)^4 \right)$ | 8755218172,49 | 11771861341,39 | [mm ⁴] |
| Factor | $EI_{eff} = \frac{E_C I}{3}$ | 2681731387,89 | 3618515473,81 | |
| Carga efectiva | $P_E = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{H_t^2}$ | 173658,24 | 236862,00 | [kN] |
| Carga crítica | $P_{crit} = \frac{P_S}{2} \left(\sqrt{1 + 4 \frac{P_E}{P_S}} - 1 \right)$ | 6488,90 | 8070,67 | [kN] |

Una vez calculado la carga crítica de los aisladores sísmicos se verifica la estabilidad al pandeo mediante la relación de la carga crítica entre la carga máxima que se produce en el sistema de aislación. En este ejemplo las cargas máximas y el factor de seguridad obtenido se resume en la Tabla IV-30. El factor de seguridad considerado en este trabajo es de 1,5, por lo tanto, se la verificación al pandeo es adecuada.

Tabla IV-30 Verificación del pandeo del sistema de aislación

| Norma | Aislador | $P_{M\acute{a}x}=1,2DL+1,0LL\pm EL_{max}$ [kN] | $FS=\frac{P_{crt}}{P_{M\acute{a}x}}$ |
|----------------|-----------|---|--------------------------------------|
| NCh2745 - 2003 | LH065G4-C | 3569,30 | 1,82 |
| | LH070G4-B | 4968,95 | 1,62 |
| Propuesta Perú | LH065G4-C | 3225,39 | 2,01 |
| | LH070G4-B | 4526,00 | 1,78 |
| ASCE SEI 7-10 | LH065G4-C | 2217,18 | 2,18 |
| | LH070G4-B | 4204,88 | 1,92 |

4.2.12 Verificación de la estabilidad al volteo

En la Tabla IV-31 resume la verificación de la estabilidad al volteo del sistema de aislación. Esta verificación se considerada adecuada cuando la relación entre el desplazamiento máximo del dispositivo y el desplazamiento total máximo es mayor a 1. En este caso esta relación es mayor a 1 para todas las solicitaciones.

Tabla IV-31 Verificación de la estabilidad al volteo

| Norma | Aislador | $P_{Min}=0,9DL\pm EL_{max}$ [kN] | $K_{eq\ min}$ [kN/m] | $K_{eq\ m\acute{a}x}=1,25\ K_{eq\ min}$ [kN/m] | $D_{M\acute{a}x}=\frac{P_{Min}\cdot D_e}{H_t K_{eff}+P_{Min}}$ [mm] | $F.S = D_{MAX} / D_{TM}$ |
|----------------|-----------|---------------------------------------|---------------------------|---|--|--------------------------|
| NCh2745 - 2003 | LH065G4-C | 911.80 | 1037,06 | 1296,33 | 521,75 | 1,49 |
| | LH070G4-B | 1958.70 | 1269,43 | 1586,79 | 569,94 | 1,90 |
| Propuesta Perú | LH065G4-C | 892.92 | 1037,06 | 1296,33 | 502,13 | 1,31 |
| | LH070G4-B | 1943.91 | 1269,43 | 1586,79 | 555,88 | 1,68 |
| ASCE SEI 7-10 | LH065G4-C | 817.96 | 1037,06 | 1296,33 | 478,06 | 1,19 |
| | LH070G4-B | 1877.51 | 1269,43 | 1586,79 | 543,16 | 1,56 |

4.2.13 Parámetros empleados en el análisis dinámico

Las tablas IV-32, IV-33 y IV-34 resumen los parámetros usados en el análisis dinámico.

Tabla IV-32 Fuerzas de corte de diseño

| Descripción | Parámetro | Nch2745-2003 | Propuesta Perú | ASCE SEI7-10 | Unidad |
|--|-------------------------|--------------|----------------|--------------|--------|
| Rigidez del sistema | K_{Dmin} | 28693,90 | | | |
| Rigidez máxima del sistema | $K_{Dmáx}=1,25K_{Dmin}$ | 35867,37 | | | [kN/m] |
| Corte de diseño del sistema de aislamiento y de los elementos por debajo de la interfaz de aislamiento | $V_b=K_{Dmáx}D_D$ | 6197,92 | 6711,63 | 5968,75 | [kN] |
| Ductilidad de la súper estructura | R | 2,0 | | | |
| Corte de diseño para los elementos por sobre la interfaz de aislamiento | $V_s=\frac{V_b}{R}$ | 3098,96 | 3355,82 | 2984,37 | [kN] |
| Corte de verificación de la estabilidad y la resistencia última | $V_{MCE}=K_{Dmáx}D_M$ | 7437,50 | 8389,54 | 8953,12 | [kN] |
| Corte de diseño de los elementos sobre el sistema de aislamiento | $V_{sdinámico}=80\%V_s$ | 2479,17 | 2684,65 | 2387,50 | [kN] |

Tabla IV-33 Límites para la fuerza de corte sobre el sistema de aislamiento

| Descripción | Parámetro | Nch2745-2003 | Propuesta Perú y ASCE SEI7-10 | Unidad |
|---|--|--------------|-------------------------------|--------|
| Peso de la estructura (DL+50%LL) | P | 45184,18 | | [kN] |
| Coefficiente sísmico | $C=\frac{2.75 S A_o}{g R} \left(\frac{T'}{T}\right)$ | 0,32 | - | |
| Fuerza de corte en la base | $Q_o=(1)C.P$ | 14458,94 | - | [kN] |
| Coefficiente sísmico | $C=2.5 \frac{T_P}{T}$ | - | 1,04 | |
| Fuerza de corte en la base | $V=\frac{0.45(1)C(1)}{R} P$ | - | 10573,10 | [kN] |
| Límites para el corte sobre el sistema de aislamiento | $V_{s1}=Q_o \text{ ó } V$ | 14458,94 | 10573,10 | [kN] |

Tabla IV-34 Límites de desplazamiento cuando se usa el método dinámico

| Descripción | Parámetro | Nch2745-2003 | Propuesta Perú | ASCE SEI7-10 | Unidad |
|--|--|--------------|----------------|--------------|--------|
| Periodo de la estructura con base fija | T | 0,96 | | | [seg] |
| Desplazamiento de diseño para el método dinámico | $D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}}$ | 153,98 | 166,75 | 148,29 | [mm] |
| Desplazamiento máximo para el método dinámico | $D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}}$ | 193,32 | 216,94 | 231,51 | [mm] |
| Desplazamiento total de diseño | $D'_{TD} = FDT \cdot D'_{TD}$ | 208,19 | 225,45 | 200,49 | [mm] |
| Desplazamiento total máximo | $D'_{TM} = FDT \cdot D'_{TM}$ | 260,02 | 293,31 | 313,01 | [mm] |
| Desplazamiento total de diseño máximo | $D_{TD\text{dinámico}} = 90\% D_{TD}$ | 187,37 | 202,90 | 180,45 | [mm] |
| Desplazamiento total máximo | $D_{TM\text{dinámico}} = 80\% D_{TM}$ | 208,02 | 234,65 | 250,41 | [mm] |

4.2.14 Análisis dinámico de la estructura

En esta etapa se ha realizado el análisis dinámico de la estructura empleando un software que permite modelar las características del sistema de aislación. La Fig. IV-6 muestra el modelo estructural del edificio considerando las características del sistema de aislación resumido en las Tablas IV-10, IV-22 y IV-23.

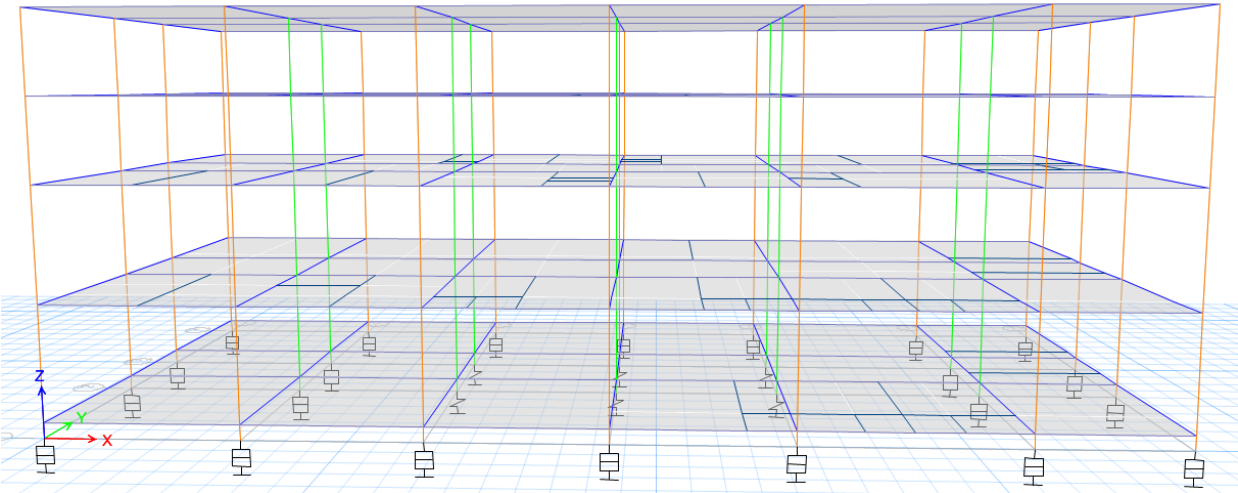


Figura IV-6 Modelo estructural de la edificación considerando el sistema de aislación

El edificio fue analizado empleando los espectros del código chileno NCh2745-2003 para suelo tipo B, el espectro propuesta en este trabajo para el Perú en 3.11 (P.A Perú) y el espectro denominado como ASCE SEI7-10, que corresponde al espectro de diseño del proyecto de norma E.030 del 2015 para el sismo de diseño amplificado por el factor de 1,5 para el sismo máximo posible.

Las Figs. IV-7 y IV-8 muestran los espectros de aceleraciones y desplazamiento obtenidos considerando los tres códigos descritos anteriormente.

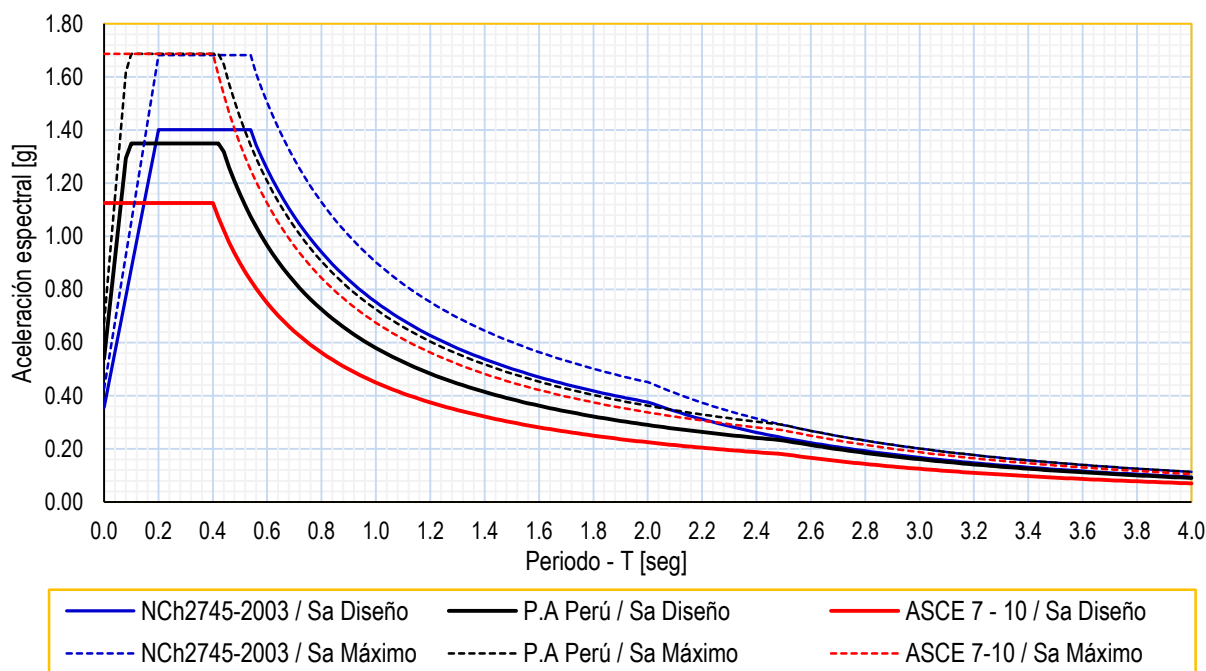


Figura IV-7 Espectros de pseudoaceleraciones para el sismo de diseño y sismo máximo

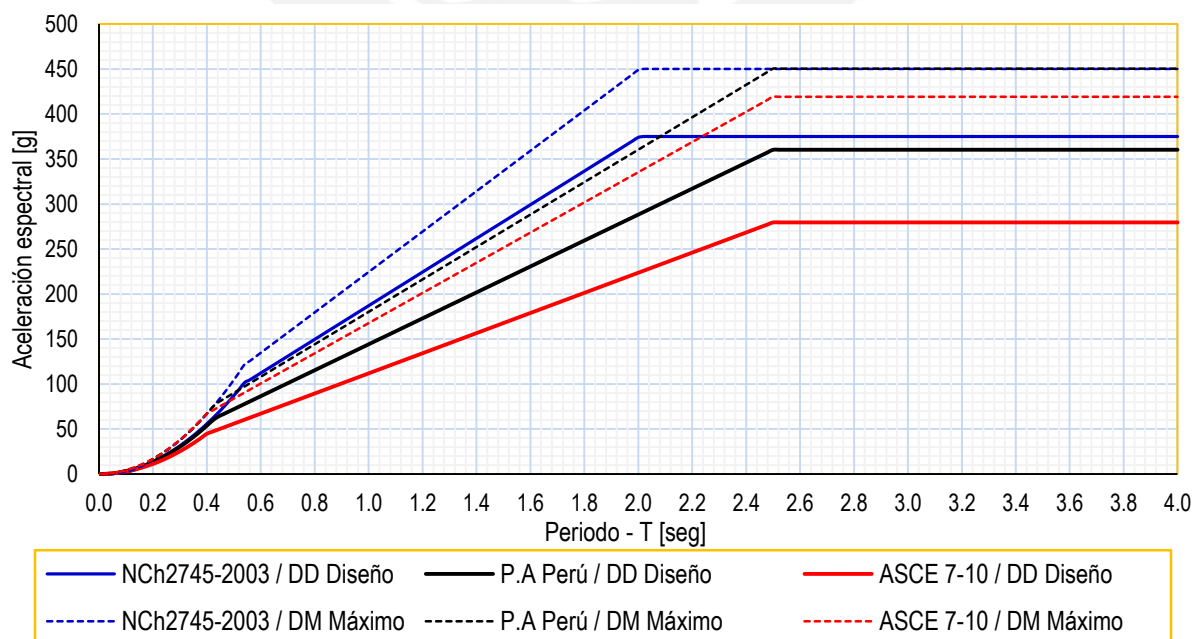


Figura IV-8 Espectros de desplazamientos para el sismo de diseño y sismo máximo

4.2.15 Presentación y discusión de resultados obtenidos con el modelo dinámico

Las Fig. IV-9 compara los desplazamientos obtenidos con el modelo dinámico.

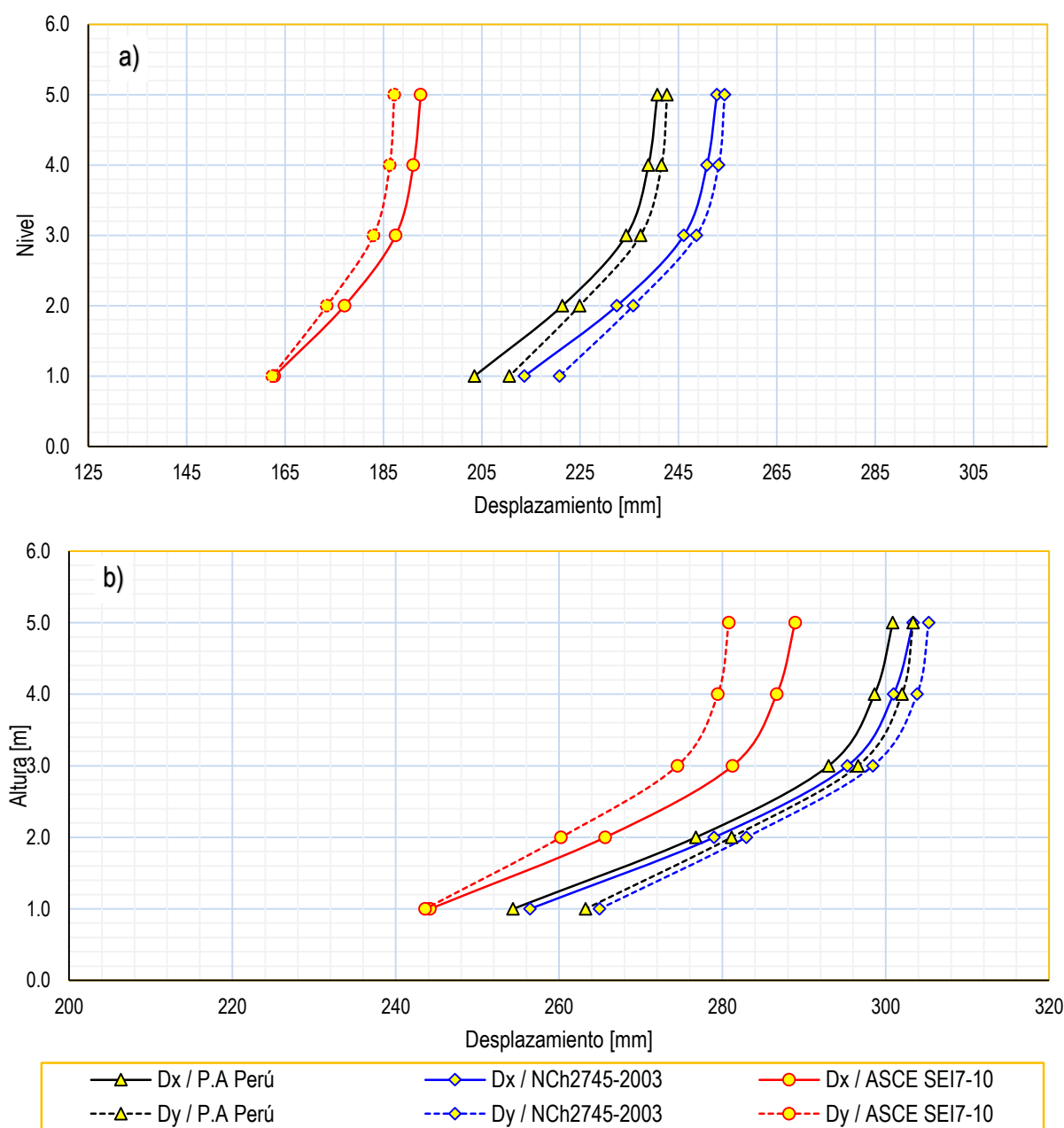


Figura IV-9 Comparación de desplazamientos en el Centro de Masa en cada entrespiso a) Para el sismo de diseño b) Para el sismo máximo posible

Se aprecia que los desplazamientos para el sismo de diseño y sismo máximo obtenidos empleando el espectro definido como ASCE/SEI7-10 son menores a las obtenidas con los espectros P.A Perú y NCh2745-2003. Esta diferencia es menor para el sismo máximo posible. Además, respecto a los desplazamientos obtenidos con el espectro P.A Perú son similares a los obtenidos con el espectro NCh2745-2003.

Las Fig. IV-10 compara las distorsiones de entrepiso obtenidos con el modelo dinámico

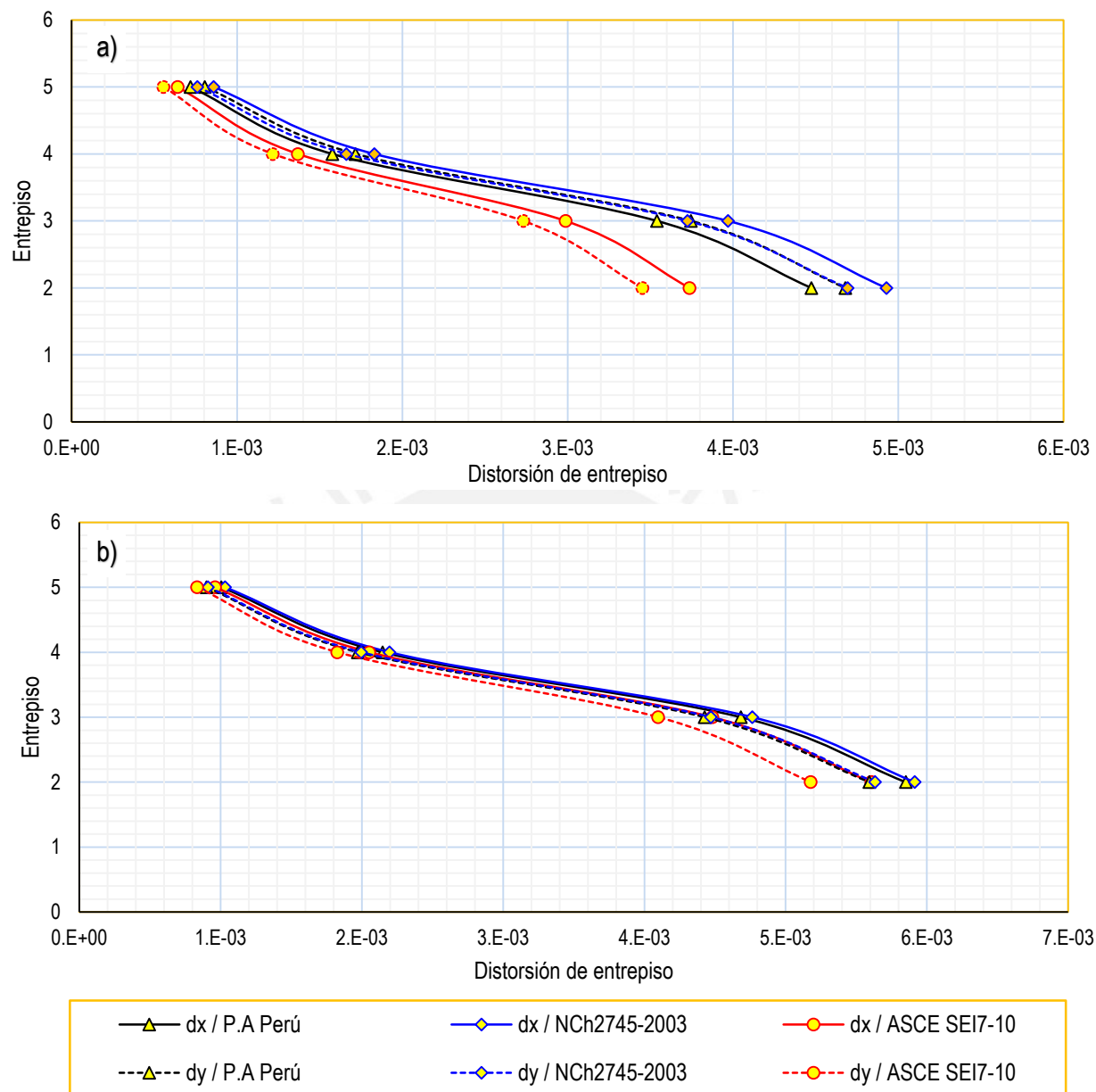
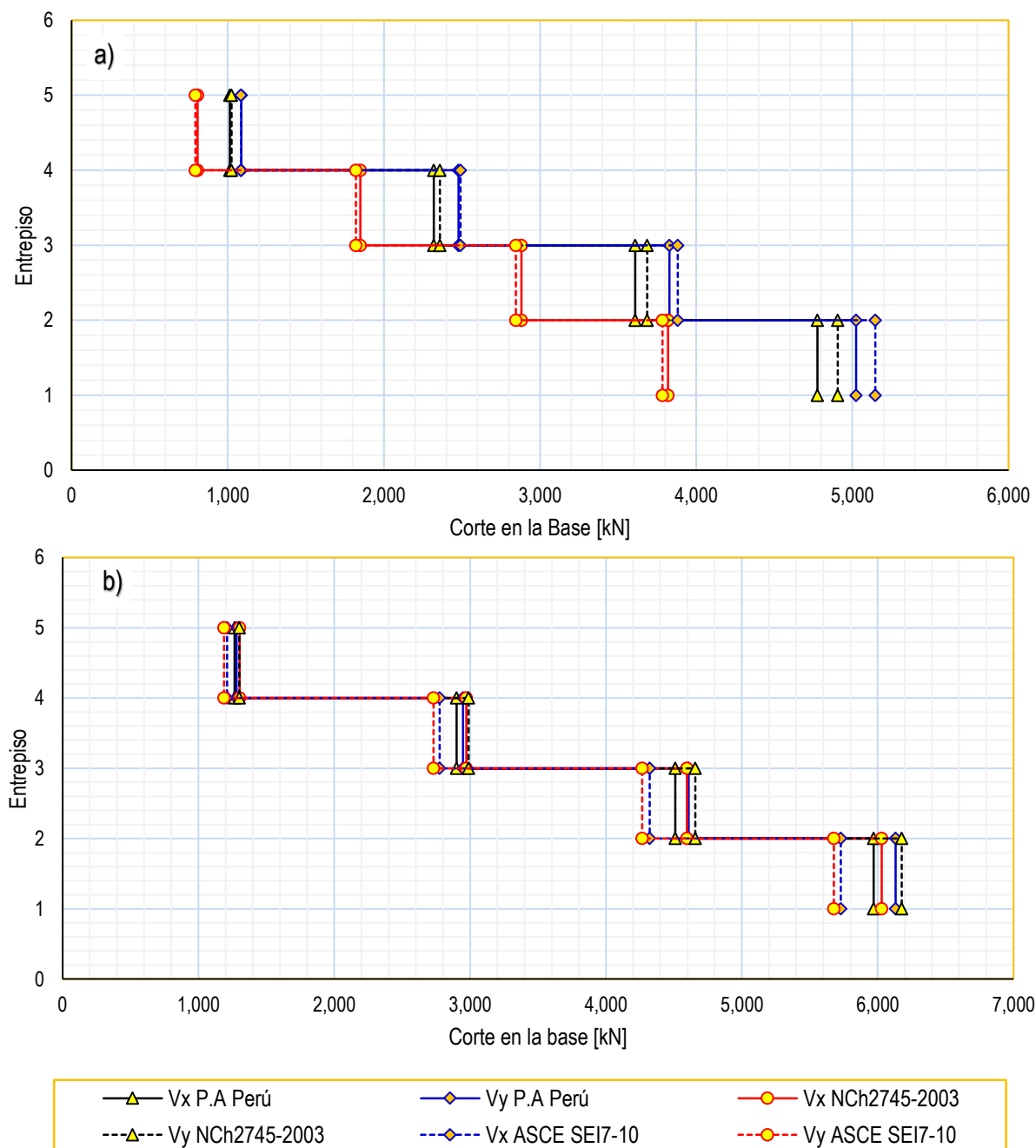


Figura IV-10 Comparación de distorsiones de entrepiso a) Para el sismo de diseño b) Para el sismo máximo posible

Se aprecia que las distorsiones de entrepiso para el sismo de diseño y sismo máximo presentan menor diferencia respecto a las diferencias obtenidas entre los desplazamientos. Siendo las distorsiones obtenidas con el espectro ASCE/SEI7-10 menores a las obtenidas con los espectros P.A Perú y NCh2745-2003. Es claro que las diferencias entre las distorsiones obtenidas para el sismo máximo posible empleando los 3 espectros disminuyen a medida que la altura del edificio se incrementa.

Además se aprecia que existe una diferencia poco significativa entre las fuerzas de corte para el sismo máximo posible obtenidas con el espectro P.A Perú y Nch2745-2003.

Las Fig. IV-11 compara las fuerzas de corte en cada nivel del edificio obtenidas con el modelo dinámico



Respecto a las fuerzas de corte se aprecia que las fuerzas de corte obtenidas con el espectro ASCE SEI7-10 son menores a las obtenidas con los espectros NCh2745-2003 y P.A Perú. Al igual que para los desplazamientos y distorsiones estas diferencias son menores para el sismo máximo posible. También se aprecia que existe una diferencia poco significativa entre las fuerzas de corte para el sismo máximo posible obtenidas con el espectro P.A Perú y Nch2745-2003.

Capítulo V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo se han revisado y comparado los principales requisitos para el análisis y diseño de edificios con aislación sísmica de la norma chilena Nch2745-2003 y la norma americana NEHRP2009.

De esta manera, las conclusiones obtenidas son las siguientes:

1. Respecto a las aceleraciones de diseño y aceleración máxima probable
 - 1.1 Los valores de aceleración propuestos por el proyecto de norma E.030 del 2015, representan una envolvente del peligro sísmico, estimado con las leyes de atenuación de Youngs et al (1997), Atkinson and Boore (2003), Zhao et al (2006), CISMID - Chávez (2006) para fuentes de subducción y la ley de Sadigh et al (1997) para las fuentes continentales.
 - 1.2 Para el diseño de sistemas de aislamiento en el Perú, es más apropiado trabajar con un espectro representado por dos ordenadas espectrales S_s para 0,2 seg y S_1 para 1,0 seg, de forma similar a las normas americanas. Esto se debe a que los factores de amplificación para considerar el efecto de la máxima dirección no son constantes en todo el rango de periodos.
 - 1.3 Los factores que permiten considerar el efecto de la máxima dirección de la norma NEHR 2009, son similares a los valores calculados para los registros peruanos en suelos S_1 .
 - 1.4 Se propone emplear las aceleraciones para periodos de 0,20 seg y 1,0 seg (Tabla III-14) amplificadas para considerar los efectos de la máxima dirección, por los factores de 1,20 para periodos de 0,20 seg y 1,30 para periodos de 1,0 seg.
 - 1.5 El factor de 1,2 calculado para considerar la máxima dirección en suelo S_1 para periodos de 0,2 seg es mayor, al factor considerado por la norma ASCE / SEI 7 (1,10), y el factor de 1,30 para periodos de 1,0 seg es igual.
 - 1.6 El factor de 1,50 considerado por la norma ASCE/SEI 7 para estimar la aceleración máxima probable, ha sido calculado para un grado de incertidumbre en la capacidad de colapso $\beta = 0,80$, el cual, es un valor muy conservador e injustificado para el diseño de edificios con aislación sísmica.
 - 1.7 Se propone usar la aceleración para el sismo máximo probable para un riesgo uniforme de colapso de 1% en 50 años, calculado con un factor $\beta = 0,40$, acorde a los edificios con aislación sísmica.
 - 1.8 La aceleración para el sismo máximo probable del territorio peruano, puede ser calculada amplificando la aceleración de diseño (aceleración para un periodo de retorno de 475 años) con un factor de 1,25.
 - 1.9 Los factores de amplificación para determinar el sismo máximo probable en las zonas de mayor peligro sísmico en Perú y Chile son iguales.

2. Respecto a los factores de modificación de amortiguamiento B_d .
 - 2.1 Para los registros peruanos existe una gran diferencia entre los factores B_d y B_a , de igual manera, para los valores de B_d y B_v , para grados de amortiguamiento mayores a 0,20 seg.
 - 2.2 Los factores de modificación de amortiguamiento derivados de los desplazamientos se ajustan mejor a las ecuaciones de regresión que son una función del periodo estructural.
 - 2.3 Los factores B_d del ASCE/SEI 7-10 presentan menor correlación que los valores del código chileno NCh2745-2003 que son los que se ajustan mejor a los valores calculados con los registros peruanos.
 - 2.4 Los factores B_d para los suelos S1 y S2 y periodos mayores a 2,0 seg son similares y pueden ser ajustados por un solo factor para cada grado de amortiguamiento.
 - 2.5 Las ecuaciones de Lin y Chang (2003) y Sáez et.al (2012) estiman valores de B_d mayores a los calculados con los registros peruanos para periodos mayores a 1,5 seg.
 - 2.6 La ecuación de Sáez et.al (2012) se ajustan mejor a los factores B_d calculados con los registros peruanos para periodos menores a 1,5 seg.
 - 2.7 Las ecuaciones modificadas de regresión de Sáez et.al (2012) (Ecs. III-41 y III-42) presentan buena correlación con los valores de B_d obtenidos a partir de los espectros de respuesta del set de registros peruanos para los distintos grados de amortiguamiento en todo el rango de periodos.
3. Respecto a los factores amplificación del suelo para periodos largos (F_v)
 - 3.1 Los factores de amplificación del suelo S del proyecto de norma E.030 del 2015 se ajustan a los factores propuestos por la norma americana NEHRP 2009, los cuales a su vez, han sido adoptados por la norma ASCE/SEI 7 del 2010.
 - 3.2 Se propone adoptar dos factores de amplificación por condiciones de sitio, F_a (para periodos de 0,20) iguales a los factores S de la norma E.030 del 2015 y los valores de la Tabla III-18 como factores F_v (para periodos de 1,0 seg).
4. Respecto al análisis de historia de respuesta en el tiempo
 - 4.1 En el análisis de historia de respuesta en el tiempo, se propone trabajar con el promedio de 7 registros ajustados al espectro de diseño propuesto en 3.11.
 - 4.2 Se propone que el escalamiento y ajuste del espectro de los registros en un análisis de historia de respuesta en el tiempo se realicen empleando el método denominado "Mean Spectrum Matching".
 - 4.3 Se propone los límites de distorsiones de piso de 0,002 y 0,003 cuando el análisis realizado es de respuesta espectral y análisis de historia de respuesta en el tiempo respectivamente.

- 5 Respecto al diseño de edificios con aislación sísmica en el Perú
 - 5.1 Las fuerzas de corte obtenidas con el espectro de diseño Nch2745-2003 son mayores a las fuerzas de corte obtenidas con el espectro de la norma P.A Perú, las cuales a su vez son mayores a los obtenidos con el espectro denominado ASCE SEI7-10
 - 5.2 Los desplazamientos y distorsiones en el centro de masas para la propuesta del sismo de diseño de Perú es menor en 5% a los obtenidos con la norma NCh2745-2003
 - 5.3 Los desplazamientos y distorsiones en el centro de masas para la propuesta del sismo máximo de Perú varían en 1% a los calculados con la norma NCh2745-2003.
- 6 Como recomendaciones se plantean las siguientes
 - 6.1 Debido al crecimiento de la red de estaciones acelero gráficas en el Perú, y con la finalidad de obtener mayor precisión en la obtención de los factores para considerar el efecto de la máxima dirección, se recomienda ampliar el cálculo considerando un mayor número de registros.
 - 6.2 Se recomienda realizar el cálculo de los factores de amplificación para considerar el efecto de la máxima dirección, obteniendo las medidas GMRotDnn, (ángulo de rotación dependiente del periodo) y GMRotInn (ángulo de rotación independiente del periodo) propuestas por David M. Boore, de tal manera, de comparar los factores de amplificación de las aceleraciones (geoman) para la máxima dirección, de 1,2 para periodos menores a 1,0 seg y 1,30 para periodos mayores a 1,0 seg, propuestos en este trabajo.
 - 6.3 Se recomienda definir 7 señales sísmicas para las 4 regiones sísmicas del territorio peruano, de tal manera, que el análisis tiempo historia quede definido por los registros que representen de la mejor manera el peligro sísmico.
 - 6.4 Debido a la variación que sufren algunas propiedades de los aisladores sísmicos por efecto de las condiciones ambientales, se recomienda revisar la posibilidad de incorporar factores de modificación de las propiedades características según el tipo de aislador, de manera similar, a los factores propuestos en la norma para el diseño de sistemas de aislación sísmica de puentes AASHTO 2010.

Capítulo VI REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2001. *Guide Specifications for Seismic Isolation Design Interim United States*.
2. Aguilar B. Z. y Gamarra R.C. (2009). *Nuevas fuentes sismogénicas para la evaluación del peligro sísmico y generación de espectros de peligro uniforme en el Perú* Universidad Nacional de Ingeniería.
3. Aguilar F. (2011). El Megasismo del Chile del 2010. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 18.
4. Alva H. (2009). Peligro sísmico (pp. 1-77). Lima - Perú: Centro peruano-Japonés de investigaciones sísmicas y mitigación de desastres.
5. Arango M. C., Strasser F. O., Bommer J. J., Cepeda J. M., et al. (2012, February). An Evaluation of the Applicability of Current Ground-Motion Models to the South and Central American Subduction Zones. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 102.
6. American Society of Civil Engineers (ASCE/SEI7-10), 2010. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* Reston, Virginia.
7. Atkinson M. y Boore M. (2003). Empirical Ground-Motion Relations for Subduction-Zone Earthquakes and Their Application to Cascadia and Other Regions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 93.
8. Barbat H. A., Oller S. y Vielma J.C. (2006). Factores de Reducción de Respuesta. Estado del Arte y Estudio Comparativo entre Códigos. *Revista Internacional de Ingeniería Estructural*, 11, 77-106.
9. Becker T. C., Furukawa S., Mahin S. A. y Nakashima M. (2010). *Comparison of US and Japanese Codes and Practices for Seismically Isolated Buildings*. Paper presented at the Structures Congress ASCE.
10. Bedriñana I. y Saito T. (2010). Seismic risk and cost-effectiveness of base isolated buildings in Peru. Perú: Center for Earthquake Engineering Research and Disaster Mitigation (CISMID).

11. Benito B. y Cabañas L. (1999). Caracterización del Movimiento del Suelo en Ingeniería Sísmica. *Física de la Tierra*, 11.
12. Bilek S. L. (2009). Seismicity along the South American subduction zone: Review of large earthquakes, tsunamis, and subduction zone complexity. [Sismicidad a lo largo de la Zona de Subducción de Sudamérica, Revisión de sismos, tsinamis en la compleja zona de subducción]. *Elsevier*.
13. Bommer J. y Mendis J. (2004). Scaling of spectral displacement ordinates with damping ratios. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 34.
14. Boore M. (2010). Orientation-Independent, Nongeometric-Mean Measures of Seismic Intensity from Two Horizontal Components of Motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 100.
15. Boore M., Watson-Lamprey J. y Abrahamson N. A. (2006). Orientation-Independent Measures of Ground Motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96.
16. Borchardt R. D. (2012). VS30 – A Site-Characterization Parameter for Use in Building Codes, Simplified Earthquake Resistant Design, GMPEs, and ShakeMaps. Paper presented at the 15th World Conference on Earthquake Engineering.
17. BRIDGESTONE. (2013). Seismic isolation product line-up. In BRIDGESTONE (Ed.).
18. Federal Emergency Management Agency (BSSC), 1997. *NEHRP Commentary On The Guidelines For The Seismic Rehabilitation Of Buildings (FEMA Publication 274)* Washington D.C.
19. C. Constantinou. M. (2004). Friction pendulum double concave bearing: State University of New York - Buffalo.
20. CISMID. (2014). Red acelerografica del CISMID/FIC/UNI. from <http://sig.cismid-uni.org/redacis/>
21. Chávez A, Zenón A., Alva H. J. L y Lazares F. (2007). Spectral acceleration attenuation relationships for peru subduction earthquakes. Lima - Perú: Japan Peru Center for Earthquake Engineering and Disaster Mitigation - National University of Engineering.

22. Chopra A. K. (1995). *Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering* (Inc. Electronic Publishing Services Ed.).
23. Dak H. Y. , Tezcan J. y Cheng Q. (2012). *Maximum Direction to Geometric Mean Spectral Response Ratios using the Relevance Vector Machine*. Paper presented at the 15th World Conference on Earthquake Engineering.
24. Dhakal R. P., S. Singh. y B. Mander. J. (2007). Effectiveness of earthquake selection and scaling method in new zealand. *Bulletin of the new zealand society for earthquake engineering*, 40, 3.
25. Dobry R., Borchardt R. D., Crouse C.B., Idriss I.M., et al. (2000). New site coefficients and site classification system used in recent buildig seismic code provisions. *Earhtquake Spectra*, 16.
26. (E.020), 1985. *Norma técnica de edificación - E.020 Cargas*
27. Ene D. I. y Craifaleanu G. (2010). Seismicity And Design Codes In Chile: Characteristic Features And A Comparison With Some Of The Rovisions Of The Romanian Seismic Code. *CONSTRUCT II*, 2.
28. ETABS. (2015). CSi Analysis Reference Manual (Version 2015).
29. Comite Europeen de Normalisation (Eurocode 8), 2004. *Design of Structures for Earthquake Resistance—Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings* Brussels.
30. Falconi R. A y Tornello M. E. (2009). Modelo propuesto para el análisis sísmico de estructuras con aisladores de base tipo resorte. *Asociación Argentina de Mecánica Computacional*.
31. Federal Emergency Management Agency (FEMA 451), 2006. *NEHRP Recommended Provisions: Design Examples FEMA 451* Washington, D.C.
32. Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2005. *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, FEMA 440, Washington, D.C.
33. FEMA. (2012). National Earthquake Hazards Reduction Program. from <http://www.fema.gov/national-earthquake-hazards-reduction-program#0>
34. Federal Emergency Management Agency (FEMA P695.), 2009. *Quantification of Building Seismic Performance Factors* Washington, D.C.

35. Federal Emergency Management Agency of the U. S. Department of Homeland Security By the National Institute of Building Sciences Building Seismic Safety Council (FEMA P-749), 2010. *Earthquake-Resistant Design Concepts. An Introduction to the NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures* Washington DC.
36. Federal Emergency Management Agency (FEMA P-750), 2009. *Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures (FEMA P-750)* Washington, D.C.
37. Federal Emergency Management Agency of the Department of Homeland Security (FEMA P-751), 2012. *NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples FEMA P-751* United States.
38. Feng D, Miyama T, Liu W, Yang Q, *et al.* (2012). *A new design procedure for seismically isolated buildings based on seismic isolation codes worldwide*. Paper presented at the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa.
39. FOPAE. (2010). Informe Técnico - Sismo de Chile 2010. Concepción - Chile: Fondo de Prevención y Atención de Emergencias.
40. Frankel D., Rukstales S., Leyendecker V. y Hunt J. (2000). Development of Maximum Considered Earthquake Ground Motion Maps (Vol. 16, pp. 20). Denver: U.S Geological Survey.
41. Freeman S y Searer S. (2002). Unintended Consequences of Code Modification (pp. 7-9). EE.UU.
42. Ministry of Construction, P.R.China (GB50011-2001), 2001. *Code for seismic design of buildings* China.
43. Gjorgjiev I. y Garevski M. (2012). *Replacement of the Old Rubber Bearings of the First Base Isolated Building in the World*. Paper presented at the 15th World Conference on Earthquake Engineering.
44. Hanson R.D. y Jeong S.M. (1994). Design Procedure Utilizing Supplemental Energy Dissipation Devices for Improved Building Performance. *Proc. 5th U.S. Nat'l. on Earthq.*
45. Herraiz Z. M. (1997). Conceptos Básicos de Sismología para Ingenieros (1997 ed., pp. 102 - 115). Lima - Perú: Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres CISMID.

46. Ibarra H. L. y Krawinkler F. (2005). Global collapse of frame structures under seismic excitations (Environmental Department of Civil and, Trans.). California: Stanford University.
47. Uniform Building Code (ICBO), 1991. *Division III - Earthquake Regulations for Seismic-Isolated Structures* Whittier, California.
48. Uniform Building Code (ICBO), 1997. *Division IV - Earthquake Regulations for Seismic-Isolated Structures* Whittier, California.
49. IGP. (2014). Instituto geológico del Perú. from http://www.igp.gob.pe/portal/index.php?option=com_content&view=article&id=248&Itemid=1&lang=es
50. Japan Society of Seismic Isolation (JSSI), 2010. *Guideline for Design of Seismically Isolated Buildings using Time-History Analysis Method* Japan.
51. Judd J.P. y Charne F. A. (2014). Earthquake risk analysis of structures *Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics*. Porto, Portugal,: EURODYN 2014.
52. Kasai H. ITO y Watanabe A. (2003). Peak Response Prediction Rule for a SDOF Elasto-Plastic System Based on Equivalent Linearization Technique. *J. Struct. Constr.*
53. Kircher C. A., Luco N. y Whittaker A.S. (2009). *Project 07 - Reassessment of Seismic Design Procedures and Development of New Ground Motions for Building Codes*. Paper presented at the EERI Seminar on Next Generation Attenuation Models.
54. Kottke A. y Rathje E.M. (2008). Procedures for selection and scaling of earthquake motions for dynamic response analysis. *Earthquake Spectra*.
55. Kramer S.L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering* Prentice Hall.
56. Lin Y. y Chang K. (2004). Effects of Site Classes on Damping Reduction Factors. *Journal of structural engineering*.
57. Luco N. (2007). *Ground Motions for Design*. Paper presented at the Seismic Hazard Workshop, Thailand.
58. Luco N., Bruce R., Ronald O., John D., *et al.* (2007). Risk-Targeted versus Current Seismic Design Maps for the Conterminous United States: SEAOC.

59. Luco N. y Kircher A. (2007). *Project 07 - Reassessment of Seismic Design Procedures and Development of New Ground Motions for Building Codes*. Paper presented at the EERI Seminar on Next Generation Attenuation Models.
60. Mayes L. y Naeim F. (2000). *Design of Structures with Seismic Isolation* *Design of Structures with Seismic Isolation*.
61. Mayes Ronald L y Naeim Farzad. (1999). *Design of Structures with Seismic Isolation: Research and Development*, John A. Martin and Associates, Inc
62. Mazzoni S., Hachem M. y Sinclair M. (2012). *An Improved Approach for Ground Motion Suite Selection and Modification for Use in Response History Analysis*. Paper presented at the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa.
63. Michael C. (2004). *Friction pendulum double concave bearing*. New York: University at Buffalo.
64. Morgan T. A. y Mahin S. A. (2008). *The Optimization of Multi-Stage Friction Pendulum Isolators for Loss Mitigation Considering a Range of Seismic Hazard*. Paper presented at the The 14th World Conference on Earthquake Engineering.
65. Morgan Troy A. y Mahin Stephen A. (2011). *The Use of Base Isolation Systems to Achieve Complex Seismic Performance Objectives*. In Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering, University of California, Berkeley (Ed.).
66. Music R. (2011). *Construction of Design Response Spectrum – The Chilean way*.
67. Instituto Nacional de Normalización (NCh433.Of1996), 2009. *Norma chilena oficial NCh 433.Of1996 modificada 2009* Santiago, Chile.
68. Instituto Nacional de Normalización (NCh2745-2003), 2003. *NORMA CHILENA NCh2745-2003, Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica - Requisitos* Santiago, Chile.
69. Newmark N. M. y Hall W. J. (1982). *Earthquake Spectra and Design*, . *Earthquake Engineering Research Institute*.
70. NIST GCR 10-917-8. (2010). *Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors*: National Institute of Standards and Technology.

71. Nitche M. (2011). Protección Sísmica de Estructuras - Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía Corporación de Desarrollo Tecnológico - Cámara Chilena de la Construcción.
72. Oyarzo C. (2009). Métodos de selección y escalamiento de registros sísmicos para análisis de la respuesta en el tiempo. *Obras y Proyectos*, 5.
73. Oyarzo C. y Chouw N. (2008). *Comparison of record scaling methods proposed by standards currently applied in different countries*. Paper presented at the The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
74. Pan P., Zamfirescu D., Nakashima M., Nakayasu N., et al. (2005). Base-isolation design practice in Japan: Introduction to the post-Kobe approach. *Journal of Earthquake Engineering*.
75. (PrNCh2745), 2013. *Versión Final Comité – PrNCh2745 Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica*
76. Ministerio de vivienda construcción y saneamiento - Servicio Nacional de Capacitación Para la Industria de la Construcción (Proyecto E.030), 2015. *Proyecto de norma técnica de edificación E.030* Lima, Perú.
77. Retamales R. (2012). *Alcance y Requerimientos Norma Chilena NCh2745.Of2003: Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica*. Paper presented at the Alcance y Requerimientos Norma Chilena NCh2745.Of2003: Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica.
78. Sadigh K., Chang C.Y., Egan J.A., Makdisi F., et al. (1997). Attenuation Relationships for Shallow Crustal Earthquakes Based on California Strong Motion Data. *Seismological Research Letters*, 68.
79. Sáez A., Moroni M.O. y Sarrazin M. (2012). *Contributions to the Chilean Code for Seismic Design of Buildings with Energy Dissipation Devices*. Paper presented at the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa.
80. SAP2000. (2014). CSi Analysis Reference Manual.
81. Savedra Q.M. (2005). *Análisis de edificios con aisladores Sísmicos mediante procedimientos simplificados*. (Ingeniero civil), Universidad Austral de Chile, Chile.

82. Schnabel B., Lysmer J. y Seed H.B. (2011). SHAKE2000 A Computer Program for the 1-D Analysis of Geotechnical Earthquake Engineering Problems: University of California, Berkeley.
83. Structural Engineers Association of California (SEAOC), 1986. *Tentative Seismic Isolation Design Requirements* San Francisco, California.
84. Structural Engineers Association of California (SEAOC), 1990. *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary* Sacramento, California.
85. Seismology Committe (SEAOC), 1996. *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary* Sacramento, California.
86. SEAONC. (2004). State of the Art Technologies Base Isolation and Energy Dissipators Protection of Nonstructural Elements and Contents: SGH Consulting Engineers.
87. Simin N. (2006). San Francisco Civil Center. In Amercia Geological Society of (Ed.), *1906 San Francisco Earthquake Centennial Field Guides* (pp. 79-91).
88. Sismica. (2015). Sisternas de protección sismica. from http://www.sismica.cl/?page_id=333
89. Soto V. R. (2007). *Proposición de norma para el diseño de puentes con aisladores sísmicos*. Universidad de Chile, Chile.
90. Stuardi J. E. (2008). Dispositivos Viscoelásticos para Protección Sísmica. *Bit Desarrollo Tecnológico en la Construcción*.
91. Stuardi J. E., Massa J. C. y Ruiz M.E. (2007). Eficiencia de sistemas de aislamiento sísmico basados en resortes helicoidales y amortiguadores viscosos. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 7(2-3) 177.
92. Symans M. D. (2004). Seismic protective systems: Seismic Isolation.
93. Taiki S. (2007). International Trends of Application of Seismic Isolation System. Japan: Building Research Institute.
94. Tang A. (2010). Learning from Earthquakes The Mw 8.8 Chile Earthquake of February 27, 2010 (pp. 20): EERI Special Earthquake Report.

95. Tornello M. E. , D. Frau. C. y Palazzo G. (2008). *Behaviours of energy dissipation devices and seismic isolation in presence of near-fault ground motions*. Paper presented at the The 14th World Conference on Earthquake Engineering.
96. Young R.R., Chiou S.J., Silva W.J. y Humphrey J.R. (1997). Strong Ground Motion Attenuation Relationships for Subduction Zone Earthquakes. *Seismological Research Letters*, 68.
97. Zhao J.X., Zhang J., Akihiro A., Yuki O., *et al.* (2006). Attenuation Relations of Strong Ground Motion in Japan Using Site Classification Based on Predominant Period. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96.

